

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY  
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGÉNÉRIER  
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

ANNÉE : 2019

**MEMOIRE**

**Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER**

**Thème :**

**AMÉLIORATION DE LA CAPACITÉ PORTANTE D'UN SOL PAR  
COLONNES BALASTÉES**

**Domaine :** Sciences et Techniques

**Spécialité :**  
**GENIE CIVIL**

**Option :**  
**Géotechnique**

**Par :**  
**FOUGHALI Nahla**

**DIRECTEUR DU MEMOIRE :** *Professeur SBARTAI Badredine*

DEVANT LE JURY

**PRÉSIDENT :** M. HACENE CHAOUCH ABDELMAJID

**EXAMINATEURS :** M. CHELGHOUIM NOUREDDINE – MME BOUKHATEM GHANIA

# Remerciements

---

✚ Avant tout, je remercie Dieu tout puissant pour tous ses bienfaits, de nous avoir donné la vie et la force d'arriver à cette étape de nos vies et permis d'accomplir ce modeste travail.

✚ Ma première pensée va tout naturellement à mon directeur de mémoire, Mr. SBARTAI Badredine, Professeur d'université à l'UBMA, pour son encadrement, ses orientations, ses conseils, son aide précieuse, son amabilité, sa disponibilité, qui n'a ménagé aucun effort à notre égard, pour l'accomplissement, dans les meilleures conditions possibles, de ce travail.

✚ Nous adressons nos sincères remerciements aux membres du jury qui ont accepté d'évaluer ce modeste travail.

✚ Nos remerciements vont également à tous nos enseignants du département de génie civil de l'UBMA, pour leur amabilité et leurs conseils judicieux.

✚ Mes derniers remerciements et non les moindres, vont à mes parents et aux membres de ma famille, pour leurs encouragements ininterrompus, pour leurs soutiens sans failles et leurs implications sans limites. Je leur dois ma vie et ma réussite et, sans eux, leurs présences, leurs encouragements incessants, leurs soutiens, ce mémoire de fin d'études n'aurait jamais vu le jour. Je ne pourrais jamais les remercier assez ! Merci d'avoir été auprès de moi tous les jours et que Dieu m'aide à vous rendre éternellement fiers de moi.

Nahla

# Sommaire

Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des notations	
Résumé	
Chapitre I : INTRODUCTION GENERALE .....	01
Chapitre II : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE .....	02
II.1 Introduction .....	02
II.2 Amélioration des sols par les colonnes souples .....	02
II.2.1 Définition .....	02
II.2.2 Procédé .....	02
II.2.2.1 Plot ballasté pilonné .....	03
II.2.2.2 Colonne pilonnée .....	04
II.2.2.3 Vibroflottation .....	05
II.2.2.4 Colonne ballastée vibrée .....	06
II.2.3 Domaine d'application .....	09
II.2.3.1 Ouvrages	
II.2.3.2 Conditions géotechniques du sol .....	10
II.2.3.3 Sols naturels .....	13
a. Sols pulvérulent	
b. Sol anthropiques	
c. Décharge d'ordures ménagères	
d. Remblais	
II.2.3 Couche d'ancrage .....	14
II.2.4 Ballast .....	14
II.3 Renforcement des sols par des inclusions rigides verticales .....	16
II.3.1 Présentation de la méthode	
II.3.1.1 Principe du renforcement	
II.3.1.2 Les inclusions rigides .....	18
II.3.1.3 Le matelas de transfert de charge .....	20
II.3.1.4 Les nappes de renforcement .....	21
II.3.2 Domaine d'application .....	22
Chapitre 03 : COLONNES BALLASTEES .....	
III.1 Introduction.....	24
III.2 Le but de l'amélioration des sols par colonnes ballastées .....	24
III.3 Domaine d'application.....	24
III.3.1 Par type d'ouvrage	
III.3.2 Limites d'utilisation sous structures sensibles aux déformations .....	25
III.4 Mode opératoire .....	25
III.4.1 Méthodes et matériels	
III.4.2 Perforage	
III.4.3 Matériaux d'apport .....	26
III.5 Dispositions constructives .....	26
III.5.1 Diamètre des colonnes ballastées	
III.5.2 Interface sol traité/ structure.....	27
III.5.3 Exécution des semelles et radiers .....	27



III.8.2.2 Contrôle du diamètre .....	43
III 8.2.3 Contrôle de continuité.....	44
III.8.2.4 Contrôle de compacité .....	44
III.8.2.5 Essai de chargement .....	44

## Chapitre IV PRESENTATION DU PROJET

IV.1 Présentation du projet.....	46
IV.2 Caractéristiques des ouvrages.....	46
IV.2.1 Dispositions générales .....	46
IV.2.2 Descente de charges .....	47
IV.2.3 Emprise des travaux.....	47
IV.2.4 Objectif du traitement.....	47
IV.2.5 Contexte sismique .....	47
IV.2.6 Caractéristiques géométrique retenue.....	48
IV.2.7 Caractéristiques des couches de sol .....	50
IV.2.8 Caractéristiques du matelas de répartition .....	50
IV.2.9 Niveau de la nappe phréatique .....	50
IV.3 Traitement par colonnes ballastées .....	51
IV. 3.1 Caractéristiques générales .....	51
IV.3.2 Caractéristiques des matériaux constitutifs .....	51
IV.3.3 Caractéristiques des colonnes ballastées.....	51
IV.3.4 Caractéristiques du traitement .....	51
a. Longueur .....	51
b. Diamètre .....	52
c. Implantations .....	52

## Chapitre V : MODELISATION NUMERIQUE

V.1 Introduction .....	53
V.2 Présentation du logiciel .....	53
V.2.1 Présentation du plaxis .....	53
V.2.2 Les points forts du plaxis.....	53
V.2.3 Les démarches de modélisation avec plaxis .....	53
V.2.4 Géométrie .....	54
V.2.5 Conditions au limites .....	54
V.2.6 Définition des paramètres des matériaux.....	54
V.2.7 Maillage .....	55
V.2.8 Les conditions initiales .....	55
V.2.9 Phase de calcul .....	55
V.2.10 Visualisation des résultats .....	56
V.3 Modélisations numériques	
V.3.1 Première modélisation .....	57
a. Données fournis au logiciel .....	57
b. Illustration de la 1 <sup>ère</sup> modélisation .....	58
c. Résultats de la 1 <sup>ère</sup> modélisation .....	58
V.3.2 Deuxième modélisation .....	60
a. Données fournis au logiciel .....	60
b. Illustration de la 2 <sup>ème</sup> modélisation .....	61
c. Résultats de la 2 <sup>ème</sup> modélisation .....	61
V.3.3 Troisième modélisation .....	64

a. Données fournis au logiciel .....	64
b. Illustration de la 3 <sup>ème</sup> modélisation .....	65
c. Résultats de la 3 <sup>ème</sup> modélisation .....	65
V.3.4 Quatrième modélisation .....	68
a. Données fournis au logiciel .....	68
b. Illustration de la 4 <sup>ème</sup> modélisation .....	69
c. Résultats de la 4 <sup>ème</sup> modélisation .....	69
V.3.5 Cinquième modélisation .....	72
a. Données fournis au logiciel .....	72
b. Illustration de la 5 <sup>ème</sup> modélisation .....	73
c. Résultats de la 5 <sup>ème</sup> modélisation .....	73
V.3.6 Sixième modélisation .....	76
a. Données fournis au logiciel .....	76
b. Illustration de la 6 <sup>ème</sup> modélisation .....	77
c. Résultats de la 6 <sup>ème</sup> modélisation .....	77
V.4 Conclusion .....	82
CONCLUSION GENERALE .....	83
Référence bibliographique	

III.8.2.2 Contrôle du diamètre .....	43
III 8.2.3 Contrôle de continuité.....	44
III.8.2.4 Contrôle de compacité .....	44
III.8.2.5 Essai de chargement .....	44

## Chapitre IV PRESENTATION DU PROJET

IV.1 Présentation du projet.....	46
IV.2 Caractéristiques des ouvrages.....	46
IV.2.1 Dispositions générales .....	46
IV.2.2 Descente de charges .....	47
IV.2.3 Emprise des travaux.....	47
IV.2.4 Objectif du traitement.....	47
IV.2.5 Contexte sismique .....	47
IV.2.6 Caractéristiques géométrique retenue.....	48
IV.2.7 Caractéristiques des couches de sol .....	50
IV.2.8 Caractéristiques du matelas de répartition .....	50
IV.2.9 Niveau de la nappe phréatique .....	50
IV.3 Traitement par colonnes ballastées .....	51
IV. 3.1 Caractéristiques générales .....	51
IV.3.2 Caractéristiques des matériaux constitutifs .....	51
IV.3.3 Caractéristiques des colonnes ballastées.....	51
IV.3.4 Caractéristiques du traitement .....	51
d. Longueur .....	.51
e. Diamètre .....	52
f. Implantations .....	52

## Chapitre V : MODELISATION NUMERIQUE

V.1 Introduction .....	53
V.2 Présentation du logiciel .....	53
V.2.1 Présentation du plaxis .....	53
V.2.2 Les points forts du plaxis.....	53
V.2.3 Les démarches de modélisation avec plaxis .....	53
V.2.4 Géométrie .....	54
V.2.5 Conditions au limites .....	54
V.2.6 Définition des paramètres des matériaux.....	54
V.2.7 Maillage .....	55
V.2.8 Les conditions initiales .....	55
V.2.9 Phase de calcul .....	55
V.2.10 Visualisation des résultats .....	56
V.3 Modélisations numériques	
V.3.1 Première modélisation .....	57
a. Données fournis au logiciel .....	57
b. Illustration de la 1 <sup>ère</sup> modélisation .....	58
c. Résultats de la 1 <sup>ère</sup> modélisation .....	58
V.3.2 Deuxième modélisation .....	60
a. Données fournis au logiciel .....	60
b. Illustration de la 2 <sup>ème</sup> modélisation .....	61
c. Résultats de la 2 <sup>ème</sup> modélisation .....	61
V.3.3 Troisième modélisation .....	64

a. Données fournis au logiciel .....	64
b. Illustration de la 3 <sup>ème</sup> modélisation .....	65
c. Résultats de la 3 <sup>ème</sup> modélisation .....	65
V.3.4 Quatrième modélisation .....	68
a. Données fournis au logiciel .....	68
b. Illustration de la 4 <sup>ème</sup> modélisation .....	69
c. Résultats de la 4 <sup>ème</sup> modélisation .....	69
V.3.5 Cinquième modélisation .....	72
a. Données fournis au logiciel .....	72
b. Illustration de la 5 <sup>ème</sup> modélisation .....	73
c. Résultats de la 5 <sup>ème</sup> modélisation .....	73
V.3.6 Sixième modélisation .....	76
a. Données fournis au logiciel .....	76
b. Illustration de la 6 <sup>ème</sup> modélisation .....	77
c. Résultats de la 6 <sup>ème</sup> modélisation .....	77
V.4 Conclusion .....	82
CONCLUSION GENERALE .....	83
Référence bibliographique	

III.8.2.2 Contrôle du diamètre .....	43
III 8.2.3 Contrôle de continuité.....	44
III.8.2.4 Contrôle de compacité .....	44
III.8.2.5 Essai de chargement .....	44

## Chapitre IV PRESENTATION DU PROJET

IV.1 Présentation du projet.....	46
IV.2 Caractéristiques des ouvrages.....	46
IV.2.1 Dispositions générales .....	46
IV.2.2 Descente de charges .....	47
IV.2.3 Emprise des travaux.....	47
IV.2.4 Objectif du traitement .....	47
IV.2.5 Contexte sismique .....	47
IV.2.6 Caractéristiques géométrique retenue .....	48
IV.2.7 Caractéristiques des couches de sol .....	50
IV.2.8 Caractéristiques du matelas de répartition .....	50
IV.2.9 Niveau de la nappe phréatique .....	50
IV.3 Traitement par colonnes ballastées .....	51
IV. 3.1 Caractéristiques générales .....	51
IV.3.2 Caractéristiques des matériaux constitutifs .....	51
IV.3.3 Caractéristiques des colonnes ballastées.....	51
IV.3.4 Caractéristiques du traitement .....	51
g. Longueur .....	51
h. Diamètre .....	52
i. Implantations .....	52

## Chapitre V : MODELISATION NUMERIQUE

V.1 Introduction .....	53
V.2 Présentation du logiciel .....	53
V.2.1 Présentation du plaxis .....	53
V.2.2 Les points forts du plaxis.....	53
V.2.3 Les démarches de modélisation avec plaxis .....	53
V.2.4 Géométrie .....	54
V.2.5 Conditions au limites .....	54
V.2.6 Définition des paramètres des matériaux.....	54
V.2.7 Maillage .....	55
V.2.8 Les conditions initiales .....	55
V.2.9 Phase de calcul .....	55
V.2.10 Visualisation des résultats .....	56
V.3 Modélisations numériques	
V.3.1 Première modélisation .....	57
a. Données fournis au logiciel .....	57
b. Illustration de la 1 <sup>ère</sup> modélisation .....	58
c. Résultats de la 1 <sup>ère</sup> modélisation .....	58
V.3.2 Deuxième modélisation .....	60
a. Données fournis au logiciel .....	60
b. Illustration de la 2 <sup>ème</sup> modélisation .....	61
c. Résultats de la 2 <sup>ème</sup> modélisation .....	61
V.3.3 Troisième modélisation .....	64
a. Données fournis au logiciel .....	64

b. Illustration de la 3 <sup>ème</sup> modélisation .....	65
c. Résultats de la 3 <sup>ème</sup> modélisation .....	65
V.3.4 Quatrième modélisation .....	68
a. Données fournis au logiciel .....	68
b. Illustration de la 4 <sup>ème</sup> modélisation .....	69
c. Résultats de la 4 <sup>ème</sup> modélisation .....	69
V.3.5 Cinquième modélisation .....	72
a. Données fournis au logiciel .....	72
b. Illustration de la 5 <sup>ème</sup> modélisation .....	73
c. Résultats de la 5 <sup>ème</sup> modélisation .....	73
V.3.6 Sixième modélisation .....	76
a. Données fournis au logiciel .....	76
b. Illustration de la 6 <sup>ème</sup> modélisation .....	77
c. Résultats de la 6 <sup>ème</sup> modélisation .....	77
V.4 Conclusion .....	82
CONCLUSION GENERALE .....	83
Référence bibliographique	
ANNEXS	

## Liste des figures

Figure 1 - Schéma de principe de la réalisation d'un plot ballasté pilonné .....	03
Figure 2 - Schéma de principe de la réalisation d'une colonne pilonnée .....	04
Figure 3 - Schéma de principe de la vibroflottation .....	05
Figure 4 - Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie sèche et alimentation par le haut .....	07
Figure 5a - Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie humide et alimentation par le haut (début) .....	07
Figure 6a - Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie sèche et alimentation par le bas, par vibreur à sas (début) .....	08
Figure 6b - Principe de réalisation d'une ballastée vibrée par voie sèche et alimentation par le bas, par vibreur à sas (fin) .....	08
Figure 7 - Report des charges sur les colonnes dans le cas d'un radier rigide et d'une fondation souple (Eggestad, 1983) .....	10
Figure 8 - Fuseau granulométrique préférentiel pour la vibroflottation (Mitchell, 1970).....	11
Figure 9 - Techniques des colonnes ballastées vibrées ou du vibrocompactage selon les classes granulométriques des sols .....	12
Figure 10 - Critère de densification des sols pulvérulents par vibroflottation, en fonction des résultats d'essais pénétrométriques statiques (d'après Massarsch, 1991 b) .....	13
Figure 11 - Principe de la méthode .....	17
Figure 12 – Réseau d'inclusions soumis à un chargement d'après Berthelot et al. (2003) .....	18
Figure 13 - Frottement le long des inclusions d'après Berthelot et al. (2003) .....	18
Figure 14 - Chantier de remblai ferroviaire, visualisation des têtes d'inclusion avant l'édification du remblai, d'après Zanziger et Gartung (2002) .....	19
Figure 15 – Réseau d'inclusions .....	20
Figure 16 - Différentes dispositions du renforcement horizontal dans le matelas de transfert de charge, d'après Briançon et al. (2004) .....	22
Figure 17 - Domaines d'application .....	23
Figure 18 - matelas de répartition .....	27
Figure 19 - Prise en compte des colonnes en cas de débord.....	29

---

Figure 20 - Implantation des colonnes sous un remblai.....	30
Figure 21 - Type de rupture.....	33
Figure 22 - Prise en compte des colonnes sous les zones comprimées.....	39
Figure 23 - Calcul de $q'_{ref}$ .....	40
Figure 24 – Présentation du model sous poteau .....	46
Figure 25 – Classement parasismique de la zone d’Annaba .....	47
Figure 26 – Implantations .....	52
Figure 27- Modélisation Terrain naturel + surcharge Bloc B .....	58
Figure 28- résultats de la phase plastique .....	58
Figure 29- Résultats de calcul.....	58
Figure 30 – Résultat de déformation .....	59
Figure 31 – courbe de déplacement .....	59
Figure 32 - Modélisation Sol renforcé par colonnes ballastées espacées de 2m + surcharge Bloc B .....	61
Figure 33- résultats de la phase plastique .....	61
Figure 34- Résultats de calcul.....	62
Figure 35 – Résultat de déformation .....	62
Figure 36 – courbe de déplacement .....	63
Figure 37- Modélisation Sol renforcé par colonnes ballastées espacées de 2,5m + surcharge Bloc B .....	65
Figure 38- résultats de la phase plastique .....	65
Figure 39- Résultats de calcul.....	66
Figure 40 – Résultat de déformation .....	66
Figure 41 – courbe de déplacement .....	67
Figure 42 - Modélisation Sol renforcé par colonnes ballastées espacées de 3m + surcharge Bloc B .....	69
Figure 43- résultats de la phase plastique .....	69
Figure 44- Résultats de calcul.....	70
Figure 45 – Résultat de déformation .....	70
Figure 46 – courbe de déplacement .....	71
Figure 47- Modélisation Sol renforcé par colonnes ballastées espacées de 4m + surcharge Bloc B .....	71

Figure 48- résultats de la phase plastique .....	73
Figure 49- Résultats de calcul.....	73
Figure 50 – Résultat de déformation .....	74
Figure 51 – courbe de déplacement .....	74
Figure 52 - Modélisation Sol renforcé par colonnes ballastées espacées de 5m + surcharge Bloc B .....	75
Figure 53- résultats de la phase plastique .....	77
Figure 54- Résultats de calcul.....	78
Figure 55 – Résultat de déformation .....	78
Figure 56 – courbe de déplacement .....	79
Figure 57 illustration de charge de 200KN/m <sup>2</sup> appliquée sur le cinquième modèle .....	80
Figure 58- résultats de la phase plastique .....	80
Figure 59- Résultats de calcul.....	81

## Liste des tableaux

Tableau 1 - Hauteur des passes selon la nature du sol et la méthode de mise en place des colonnes.....	09
Tableau 2 - Les principales méthodes de renforcement de sol de fondation pour l'édification des remblais d'après Magnan (1994).....	16
Tableau 3 - Caractéristiques usuelles des colonnes.....	32
Tableau 4 - Phases de calcul sous semelle.....	36
Tableau 5- Seuils d'excentricité (uniquement applicables dans les cas suivants $M_x = ()$ et $M_y \neq 0$ ou $M_x = 0$ et $M_y = 0$ ).....	39
Tableau 6 - Fréquence des essais.....	43
Tableau 7 - Descente de charges par blocs.....	47
Tableau 8 - les contraintes retenues .....	47
Tableau 9 - coefficient d'accélération de la zone du projet.....	48
Tableau 10 - Caractéristiques géométrique retenue.....	48
Tableau 11 – le coef $E_{OED}$ selon Menard.....	49
Tableau 12 – corrélation de G.Sanglerat (1972) entre $q_c$ et $E_{oed}$ pour les argiles et limons ..	49
Tableau 13 - Caractéristiques des couches de sol .....	50
Tableau 14 - Caractéristiques des colonnes ballastées .....	51
Tableau 15 – données fournis au logiciel première modélisation .....	57
Tableau 16 - données fournis au logiciel première modélisation .....	60
Tableau 17 - données fournis au logiciel première modélisation .....	64
Tableau 18 - données fournis au logiciel première modélisation .....	68
Tableau 19 - données fournis au logiciel première modélisation .....	72
Tableau 20 - données fournis au logiciel première modélisation .....	76
Tableau 21- Tableau comparatif du changement de comportement du cas initial au cas adopté .....	82



## LISTE DES NOTATIONS

**$F_R$**  : COEFFICIENT DE FROTTEMENT ;

**$f_s$**  : FROTTEMENT LATERAL ;

**$q_c$**  : RESISTANCE DE POINTE ;

**$C'$**  : COHESION ;

**LA** : ESSAI LOS ANGELOS ;

**MDA** : ESSAI MICRO DEVAL ;

**$E_v$**  : MODULE D'ELASTICITE ;

$n_{CB}$  : DIAMETRE DE COLONNES BALASTEES ;

**$E_{COL}$**  : MODULE DE YOUNG COLONNES ;

**$\nu_{COL}$**  : COEFFICIENT DE POISSON COLONNES ;

**$\gamma_C$**  : POIDS VOLUMIQUE DE LA COLONNE ;

**$L_C$**  : LONGUEUR DE LA COLONNES ;

**$R_C$**  : RAYON MOYEN DE LA COLONNES ;

**$i$**  : COUCHE CONSIDERE ;

**$a_i$**  : POURCENTAGE D'INCORPORATION (RAPPORT DES SECTIONS) ? DANS LA COUCHE  $i$  ;

**$E_{col}$**  : MODULE DE YOUNGE DE LA COLONNE ;

**$E_{si}$**  : MODULE DE YOUNG DE LA COUCHE CONSIDERE ;

**$\nu_{si}$**  : SOEFFICIENT DE POISSON DE LA COUCHE  $i$  CONSIDERE ;

**$\sigma_t$**  : CONTRAINTE VERTICALE MOYENNE APPORTEE PAR L'OUVRAGE ;

**$h_j$**  : EPAISSEUR DE LA COUCHE  $i$  ;

**$q_{re}$**  : CONTRAINTE DE RUPTURE EFFECTIVE ;



### Référence bibliographique

- (1) Ammar dhouib et francais Blondeau.Livre : Colonnes ballastées technique de mise en œuvre , domaine d’application, comportement justificatif, contrôle, axes de recherche et développement.
- (2) SEBASTIEN corneille .mémoire :étude du comportement mécanique des colonnes ballastées chargées par des semelles rigides.
- (3) Amel. MEKAOUSSI .mémoire : Etude du comportement mécanique des colonnes ballastées chargées par des semelles rigides.
- (4) <http://www.atilf.fr> :Aalyse et traitement informatisé de langue française 1375.
- (5) Killer . Rapport de problématique sol gare maritime de Annaba.
- (6) Recommandations sur la conception, le calcul, l’exécution et le contrôles des colonnes ballastées et sous ouvrage sensible au tassement 1985.
- (7) Norme française P11-213 réf 13.3.
- (8) Recommandation LC PC –COP REC de 1980.
- (9) Etude géotechnique Keller relatif au projet de la nouvelle gare maritime de Annaba.
- (10) *Recommandations parasismiques algérienne 2003*
- (11) Règles eurocode 08
- (12) NEP.18591 DTU 12.3 1978
- (13) Rapport géotechnique LTPest relatif au projet de la réalisation de la nouvelle gare maritime d’annaba .
- (14) Rapport mensuel du maitre d’ouvrage délégué Novembre 2016.
- (15) Rapport de calcul du bureau d’étude AXXAM Bejaia relatif au projet de la nouvelle gare ANNABA.

**Résumé:**

L'objectif recherché de cette étude est de présenter une simulation numérique d'un radier reposant sur un sol renforcé par colonnes ballastées pour diminuer les tassements et augmenter la capacité portante du sol. Une analyse paramétrique a été effectuée pour étudier l'effet de l'espacement entre les colonnes ballastées sur le comportement global du radier.

Après calcul, on a conclu que le sol présenté une capacité portante faible de 58.5 KN/m<sup>2</sup> d'où la nécessité de trouver une solution pour améliorer sa capacité portante en utilisant des colonnes ballastées. A cet effet, il a fallu mettre des colonnes ballastées espacées de 4m entre eux pour augmenter la capacité du sol traité de 59.52KN/m<sup>2</sup> jusqu'au 164.6KN/m<sup>2</sup>. Concernant les tassements on a pu les réduire de 2.86m jusqu'au 48.9\*10<sup>-3</sup>m (de 98.29%).

**Mot clé :** colonnes ballastées, tassement et capacité portante.

**Summary:**

*The objective of this study is to present a numerical simulation of a sill plate based on a soil reinforced by stone columns for reduce settlements and increase a load-bearing capacity of the soil. A parametric analysis was carries out to study the effect of the spacing between the stone columns on the overall behavior of the sill plate .*

*After calculation, it was concluded that the soil presented a low load-bearing capacity of 58.5 KN / m<sup>2</sup> hence the need to find a solution to improve its load-bearing capacity using stone columns. For this purpose, it was necessary to put a stones columns spacing for 4m between to increase the bearing capacity of the soil treat fom 59.52KN/m<sup>2</sup> to 164.6KN/m<sup>2</sup> KN / m<sup>2</sup>. As for the settlements, we could reduce them from 2.86m to48.9\*10<sup>-3</sup>m ( 98.29%).*

**Key word:** stone columns, settlement and bearing capacity.

**ملخص:**

الهدف من هذه الدراسة هو تقديم محاكاة عددية للبلاطة على أساس تربة معززة بأعمدة صابورة للحد من المستوطنات وزيادة القدرة على تحمل التربة. تم إجراء تحليل حدودي لدراسة تأثير التباعد بين الأعمدة الصابورة على السلوك الكلي للبلاطة. بعد الحساب ، تم التوصل إلى أن التربة أظهرت قدرة حمولة منخفضة تبلغ 58.5 كيلو نيوتن / متر مربع ومن ثم الحاجة إلى إيجاد حل لتحسين قدرتها على التحمل باستخدام أعمدة مثبتة. لهذا الغرض ، كان من الضروري وضع 24 \* ... لزيادة قدرة معالجة التربة من أجل ... KN / m<sup>2</sup>. بالنسبة للمستوطنات ، يمكننا تخفيضها بنسبة % (من 2 مليون إلى 0.45 مليون).

الكلمة الأساسية: الأعمدة الأثقال ، المصارف ، تسريع الدمج ، الأساس ، التوسع الشعاعي.



## INTRODUCTION GENERALE

Les sols compressibles de mauvaise qualité ont toujours existé, mais la raréfaction des sols de bonne qualité pour développer les réseaux routiers, autoroutiers et ferroviaires ainsi que les zones civils et industrielles entraîne la nécessité de mettre en œuvre des techniques de renforcement des sols compressibles.

Il existe différentes méthodes de renforcement des sols compressibles, plus ou moins anciennes et plus ou moins développées et parmi toutes ces méthodes, on observe depuis quelques années le développement du renforcement des sols par des inclusions rigides verticales ou par colonnes souples, qui peut concerner des domaines d'application un peu différents des méthodes « traditionnelles ». Ces techniques permettent de conserver le sol compressible en place, ce qui constitue un avantage économique et environnemental non négligeable.

Parmi les nombreuses méthodes d'amélioration de sols, le renforcement par colonnes ballastées constitue une technique intéressante pour l'amélioration en place des sols compressibles. Leurs avantages majeurs sont de réduire les tassements, d'augmenter la capacité portante des sols, d'accélérer la consolidation, l'élimination des risques de liquéfaction lors des séismes et sa mise en place rapide. Grâce à ces avantages, les procédés de renforcement sont considérablement développés dans le domaine de la construction géotechnique et cela à l'échelle internationale.

Les parcelles situées dans la zone portuaire de la ville d'Annaba, présentent des caractéristiques géomécaniques défavorables, la particularité du site est sa faible portance, sa compressibilité élevée et le risque potentiel de liquéfaction. Les ouvrages fondés sur ces sols sans renforcement peuvent subir des pathologies diverses, affaissement, tassement, etc. La construction d'ouvrages lourds nécessite donc des fondations profondes très coûteuses ou un traitement préalable des sols.

Ce mémoire présente des modélisations en 2D avec Plaxis 2D d'un sol renforcé par des colonnes ballastées sous le Bloc B de la nouvelle gare maritime d'Annaba. L'effet de l'espacement entre les colonnes ballastées sur le tassement et la capacité portante du sol a été aussi traité.

Ce travail comporte cinq parties, dont les deux premières traitent des recherches bibliographiques sur les méthodes de renforcement de sol par inclusions rigides verticale, amélioration par colonnes souples et la méthode de renforcement de sol par colonnes ballastées. Les trois dernières parties traitent respectivement la présentation de projet de la nouvelle gare maritime, les démarche de modélisation avec plaxis 2D et l'application numérique du projet. Pour finir, une conclusion générale a été faite.

## II.1 Introduction :

Ce chapitre contient deux parties, la première permet de présenter l'amélioration des sols par les colonnes souples et leurs domaines d'application et la deuxième partie présente la méthode du renforcement des sols par les inclusions rigides verticales et leur domaine d'application.(1)

## II.2 Amélioration des sols par colonnes souples :

### II.2.1 Définition :

Les inclusions souples, au sens le plus large du terme, ont été élaborées afin de permettre l'amélioration des sols de mauvaises qualités géotechniques. Le fait d'incorporer et de compacter un matériau ayant des caractéristiques géotechniques supérieures au sol en place entraîne un renforcement de ce dernier. Les différentes méthodes d'amélioration répondent à des contraintes techniques liées aux caractéristiques géotechniques des sols en place.

Les objectifs généraux qui sont attendus d'une amélioration de sols par inclusions souples sont :

- L'augmentation de la capacité portante du sol ;
- L'augmentation de sa résistance au cisaillement ;
- La diminution des tassements ;
- L'obtention d'un drainage radial efficace assurant la consolidation.

Par ailleurs, dans les zones potentiellement soumises aux séismes, une atténuation du potentiel de liquéfaction des sables lâches saturés est induite par la mise en place d'un réseau de colonnes. En effet, compte tenu du pouvoir drainant du matériau constituant les colonnes, les surpressions interstitielles créées lors d'un séisme peuvent être dissipées avec plus ou moins d'efficacité selon le maillage des colonnes.

L'amélioration de sol par inclusions souples doit prendre en compte de nombreux paramètres intervenant dans le dimensionnement, la mise en œuvre, le comportement mécanique à la fois des inclusions mais aussi de la structure. En effet, on ne peut concevoir une amélioration de sol sans se préoccuper du mode de chargement qui sera réellement mis en place.

Contrairement aux pieux qui sont reliés aux semelles par le biais de ferrillages, les inclusions souples ne le sont pas. Dans le cas des dallages un matelas dit drainant et de répartition des charges est mis en place entre le complexe sol-colonne et la superstructure, ce qui n'est pas le cas pour les semelles. De même, ces inclusions souples ne sont pas des éléments indépendants du sol à améliorer.

L'interaction sol-colonne est un des aspects les plus délicats à traiter et ne saurait se résumer à un simple calcul de pieux ou d'inclusion rigide. Leur mode de fonctionnement, de comportement, s'établit en étroite collaboration avec le sol environnant qui ne peut être occulté, même si les caractéristiques géotechniques du sol sont médiocres, voire mauvaises.

## II.2.2 Procédés :

Il existe plusieurs techniques pour la réalisation d'inclusions souples (1) que ce soit par la chute libre d'énormes masses (plots ballastés pilonnés), par fonçage ou battage d'un tube obturé provisoirement ou ouvert à sa base (colonnes pilonnées), ou par la descente d'un vibreur en utilisant un fluide (air ou eau) de lançage (colonnes vibrées). Ces techniques permettent, soit d'excaver une partie du sol en place, soit de le refouler latéralement afin d'améliorer globalement ou ponctuellement ses caractéristiques géotechniques. Ces principales techniques de mise en œuvre, classées dans les catégories ci-après, sont fonction des conditions géotechniques autorisant leur utilisation ainsi que des améliorations souhaitées:

- Plot ballasté pilonné ;
- Colonne pilonnée ;
- Vibroflottation ;
- Colonne vibrée.

Les techniques des plots ballastés pilonnés ainsi que de la vibroflottation sont évoquées dans ce paragraphe bien que le terme de colonne ballastée au sens strict soit lié aux deux autres techniques (colonnes pilonnées ou vibrées).

### II.2.2.1 Plot ballasté pilonné :

Le principe de cette technique (figure 1) est le renforcement du sol cohérent compressible par la création de colonnes, jusqu'à environ 8 m de profondeur, de 2 à 3 mètres de diamètre, en matériaux frottant très compactés. Les colonnes ainsi formées sont appelées plots ballastés pilonnés. La mise en œuvre s'effectue à l'aide de grues à chenilles, proches de celles utilisées pour le compactage dynamique réservé aux sols pulvérulents. Les plots ballastés vont pénétrer dans le sol par pilonnage, à l'aide d'une masse de 15 à 30 tonnes, en chute libre de 10 à 30 mètres. L'emplacement du plot est préparé par une pré-excavation qui va être partiellement remplie d'un bouchon de matériaux que le pilonnage fera descendre à la profondeur voulue. Le plot est ensuite rechargé puis compacté par phases successives.

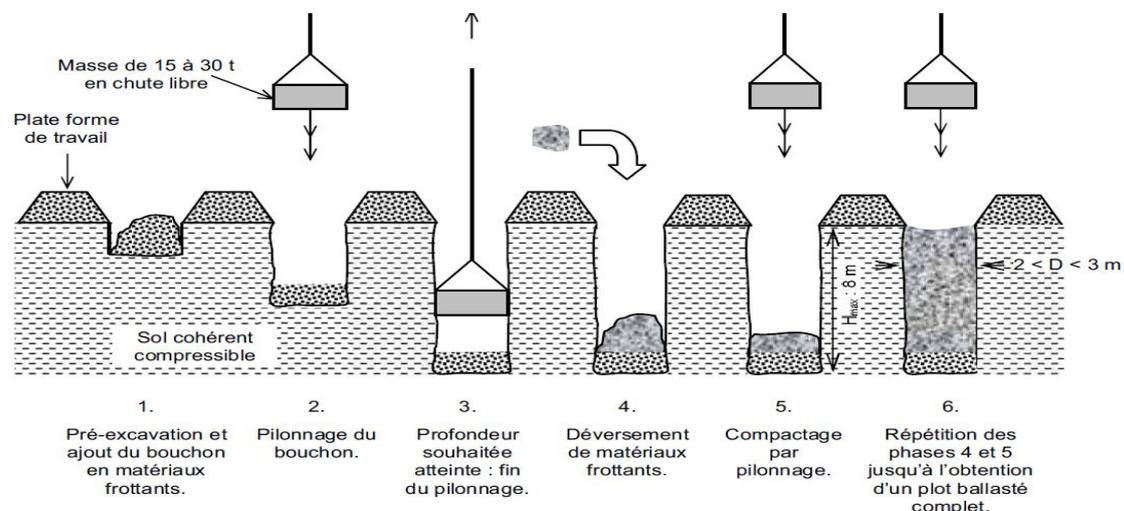


Figure 1 - Schéma de principe de la réalisation d'un plot ballasté pilonné.(2)

### II.2.2.2 Colonne pilonnée :

Ce type de colonne fait appel à une technique utilisée pour les colonnes de sable, largement employées dès leur origine au Japon. La procédure de construction (figure 2) consiste à faire pénétrer dans le sol, par battage, fonçage ou vibro-fonçage, un tube métallique, provisoirement obturé ou ouvert à sa base, puis à compacter, en utilisant un pilon, un mélange de sable et de ballast préalablement déversé dans le tube. Si le tube est fermé à sa base, le terrain est alors refoulé lors de la pénétration du tube, sinon, le terrain doit être extrait par forage avant l'introduction et le pilonnage du ballast. L'effet bénéfique de ce mode de mise en œuvre des colonnes provient du fait que le trou formé ne peut s'affaisser compte tenu de la présence permanente du tube. Cependant, les vibrations induites lors du battage ou fonçage du tube et du pilonnage du ballast ne permettent pas l'utilisation de cette méthode de construction dans des argiles sensibles.

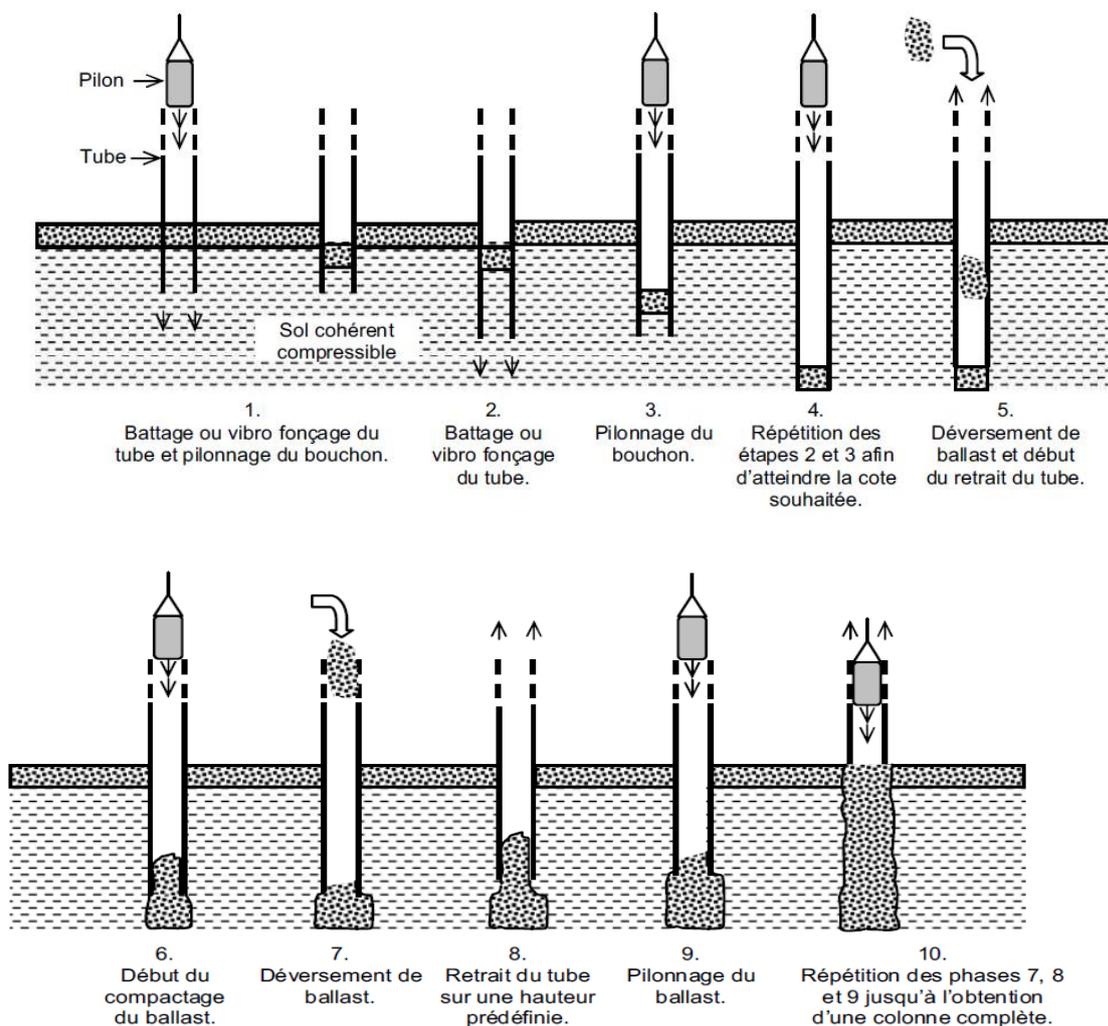


Figure 2 - Schéma de principe de la réalisation d'une colonne pilonnée(2)

### II.2.2.3 Vibroflottation :

Le terme vibroflottation est à associer aux termes anglais de vibroflotation ou vibro-compaction, car ce procédé est employé afin de densifier les sols pulvérulents lâches. En effet, sous l'action de la vibration du vibreur (rotation de poids excentriques alimentés par un moteur électrique ou de manière hydraulique), les sols pulvérulents lâches vont se liquéfier et après la dissipation de l'excès de pression interstitielle engendré par l'introduction du vibreur, les grains vont se réarranger en un état plus dense. Le maillage des points de compactage dépend des caractéristiques initiales du sol et des objectifs à atteindre. Cette technique est réservée aux sols pulvérulents ayant moins de 10 à 15% de fines car au-delà de ces pourcentages, les fines diminuent le phénomène de liquéfaction et donc de densification. On lui préfère alors la technique des colonnes ballastées vibrées.

La figure 3 présente le principe de réalisation de la vibroflottation. Le vibreur est descendu jusqu'à la profondeur souhaitée sous l'action des vibrations, de son propre poids et de celui du train de tubes, ainsi que par l'utilisation d'un fluide de lancement (air ou eau) qui aide à la déstructuration du sol à l'aplomb du vibreur. L'utilisation de l'eau à la place de l'air comme fluide de lancement, produit une désagrégation du sol au voisinage du vibreur plus importante. Les vibrations engendrent une liquéfaction provisoire du sol et permettent aux particules de se réarranger en un état plus dense après dissipation de l'excès de pression interstitielle. Un matériau pulvérulent sableux est généralement déversé du sommet de la plateforme de travail et incorporé au sol lors du processus afin de compenser la diminution de volume due à la densification du sol.

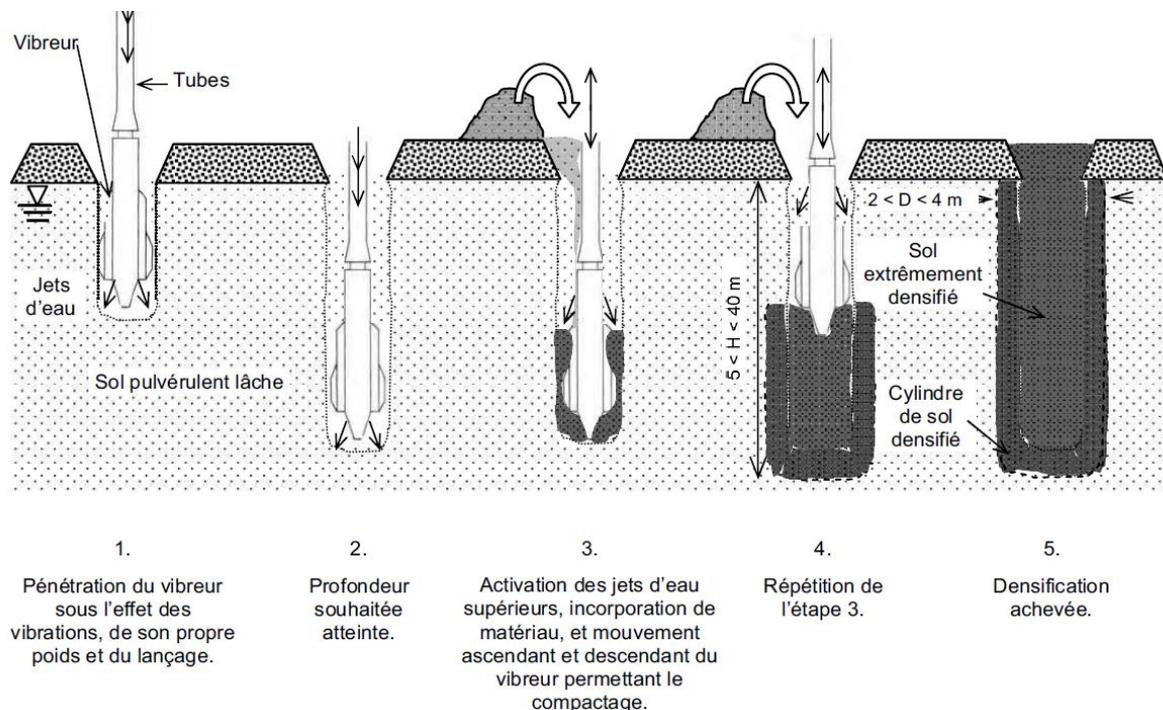


Figure 3 - Schéma de principe de la vibroflottation.(2)

#### II.2.1.4 Colonne ballastée vibrée :

Le terme de colonne ballastée vibrée est à associer au terme anglais « the vibrated stone column » ou « vibro stone column ». Cette technique est employée afin d'introduire un matériau granulaire (ballast) dans des sols cohérents car le ballast a de meilleures caractéristiques mécaniques que le sol. Par ailleurs, ce dernier ne peut pas être densifié sous la seule action de la vibration. Les colonnes sont constituées de matériaux granulaires, non cohérents, mis en place par refoulement dans le sol et compactés par passes successives remontantes.(2)

Il existe plusieurs modes de construction des colonnes ballastées vibrées en tenant compte du fluide de lancement, air ou eau, et du mode d'alimentation du ballast, soit par le haut, soit par la base du vibreur :

- Colonne ballastée par voie sèche et alimentation par le haut ;
- Colonne ballastée par voie humide et alimentation par le haut ;
- Colonne ballastée par vibreur à sas, voie sèche ou humide et alimentation par la base.

L'eau est utilisée comme fluide de lancement lorsque le sol est pulvérulent et avec une nappe haute, ou si le sol est cohérent mais que l'auto-stabilité de la paroi de l'orifice n'est pas assurée. L'air est utilisé dans les autres cas.

Dans le premier procédé, le vibreur est introduit dans le sol par l'utilisation de jets d'air et le matériau est refoulé dans le sol et compacté par le vibreur par passes successives remontantes.

L'alimentation du ballast s'effectuant par le haut (top feed) du trou. Le deuxième procédé utilise le même matériel et matériau que le premier, mais le fluide de lancement est de l'eau.

L'alimentation par le haut est utilisée si la tenue des parois n'est pas problématique mais il faut néanmoins s'assurer que le ballast atteigne bien la base du trou et qu'aucun mélange excessif entre le ballast et le sol ne se produise. Depuis plusieurs années, cette méthode d'alimentation par le sommet est délaissée au profit de la méthode dite du vibreur à sas, par approvisionnement du ballast par la base du vibreur, qui permet de s'affranchir des problèmes de tenue des parois du trou. La seule contrainte dans cette deuxième méthode vient du fait que le diamètre maximal du matériau constituant le ballast ne doit pas excéder 35 mm environ, ceci afin d'éviter tout risque de blocage. La colonne ballastée par vibreur à sas est réalisée par voie sèche ou humide, par l'introduction du matériau à la base du vibreur, tout en maintenant une pression d'air constante sur le ballast lors du compactage de ce dernier. Lors de la phase d'introduction du vibreur dans le sol sous l'action des vibrations, de son propre poids et du fluide de lancement, le sol n'est pas extrait du trou mais uniquement refoulé (déplacé) latéralement. Cette action de refoulement produit une densification du sol selon sa nature. Cette technique peut être mise en œuvre dans des sols cohérents ou pulvérulents. Lorsque le vibreur atteint la profondeur souhaitée, il est légèrement remonté (0,5 m) permettant ainsi au ballast de s'écouler à la base du vibreur. Le ballast est aussi poussé par la pression d'air comprimée du sas. Ce dernier est alors foncé dans le matériau afin de le compacter et de le refouler dans le sol compressible. La répétition successive de ces phases de soulèvement du

vibreux et de compactage du ballast par passes de 0,5 m permet de créer une colonne ballastée vibrée dont le diamètre est fonction de la résistance du sol et de la puissance du vibreur.

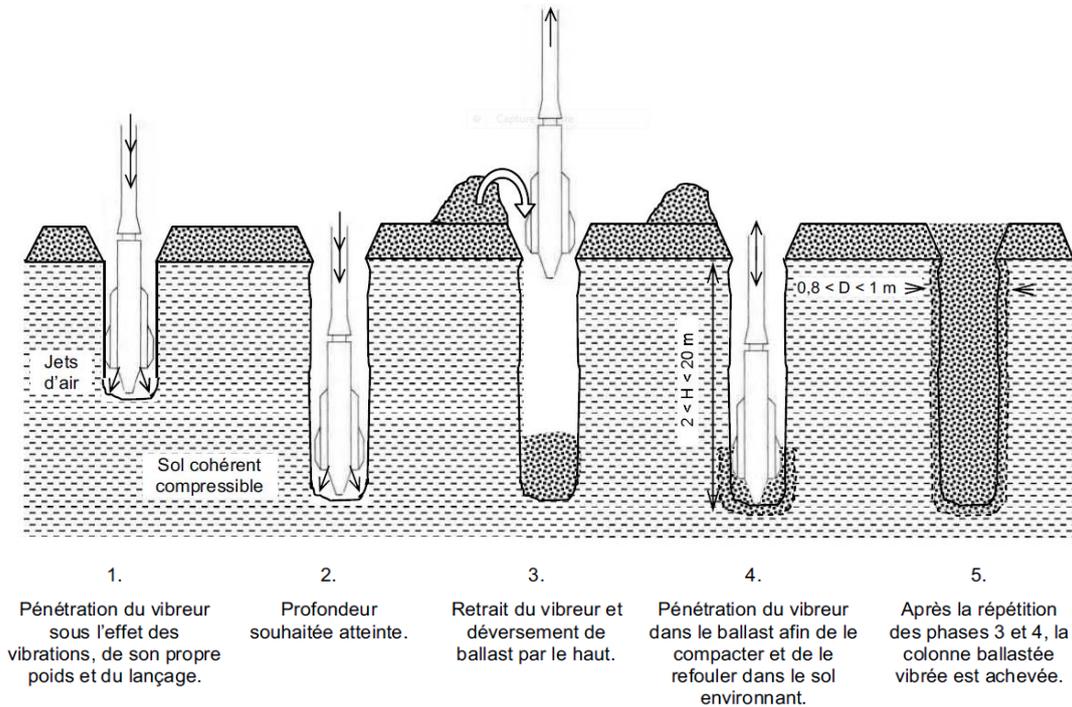


Figure 4 - Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie sèche et alimentation par le haut.(2)

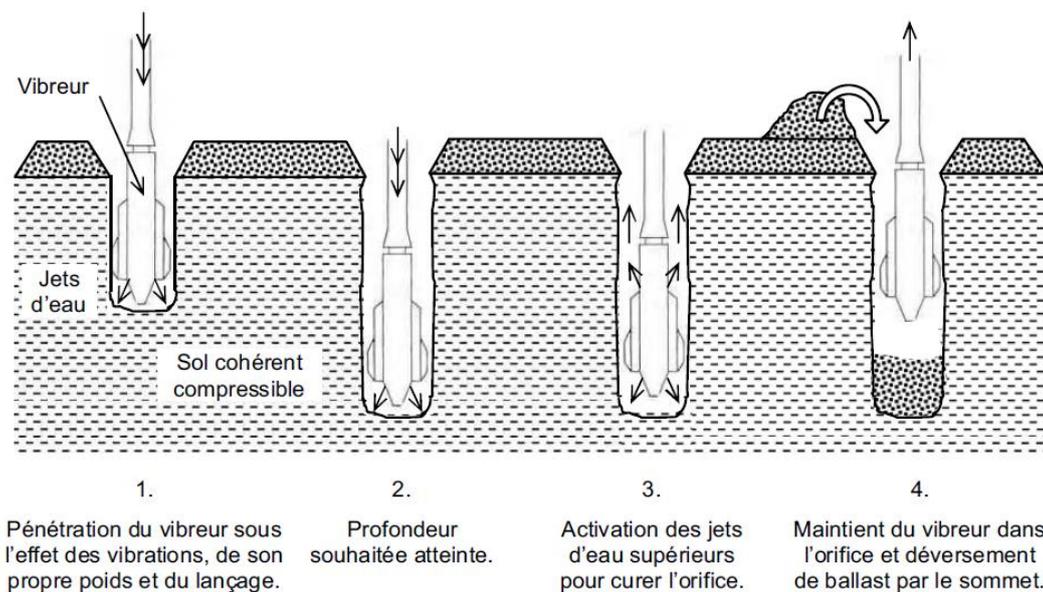


Figure 5a - Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie humide et alimentation par le haut (début).(2)

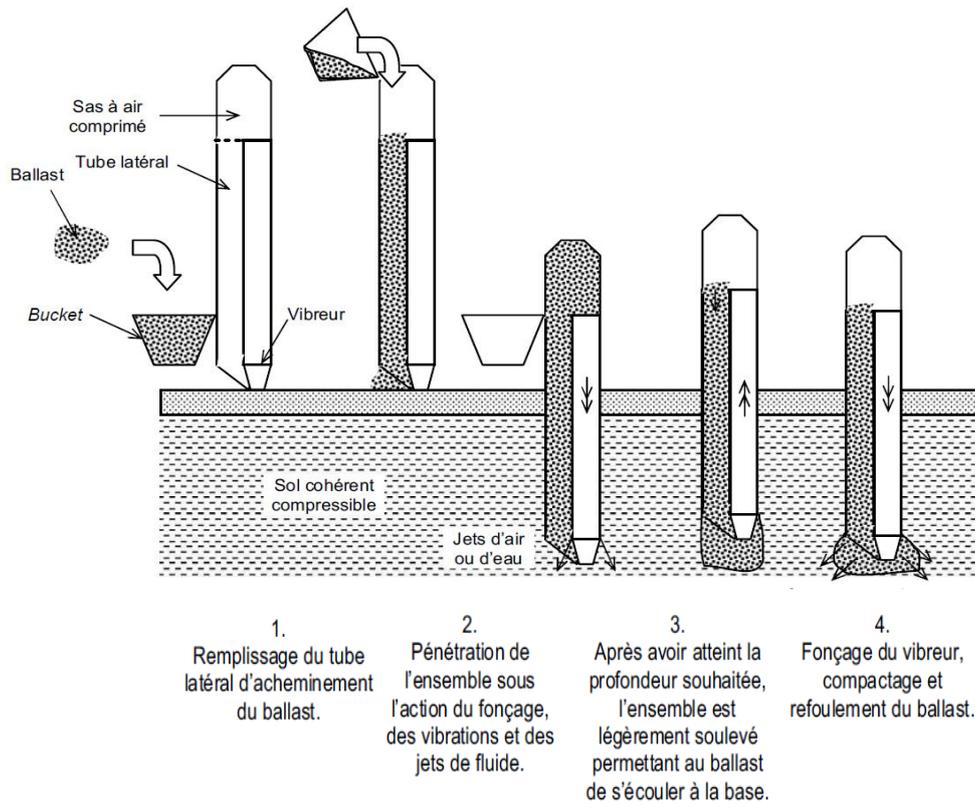


Figure 6a - Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie sèche et alimentation par le bas, par vibreur à sas (début).(2)

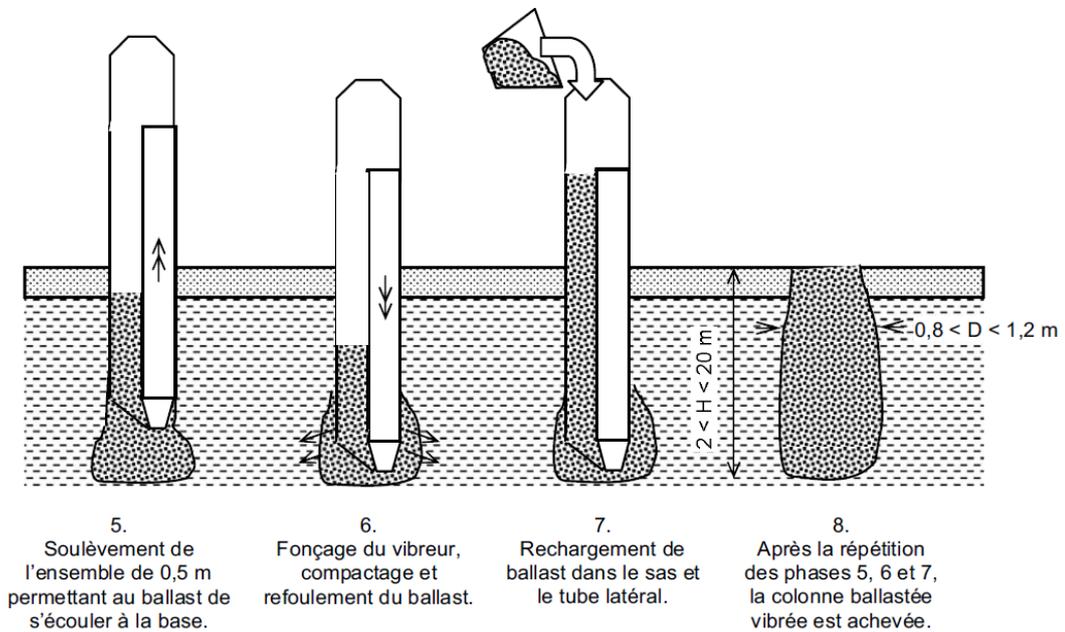


Figure 6b - Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie sèche et alimentation par le bas, par vibreur à sas (fin).(2)

Le tableau 1 présente la hauteur des passes selon divers auteurs. Cette hauteur dépend du type de sol traité, de la qualité souhaitée (plus la hauteur de la passe est importante, et moins la compacité du ballast sera homogène), de la méthode employée ainsi que de la puissance du vibreur. Il indique la disparité des pratiques en matière de hauteur des passes mais ne permet pas d'apporter d'information complémentaire sur une éventuelle recommandation pratique. Des documents normatifs ou réglementaires n'apportent aucune information sur cette hauteur.

**Tableau 1 - Hauteur des passes selon la nature du sol et la méthode de mise en place des colonnes.(2)**

<b>Auteurs</b>	<b>Hauteur des passes (m)</b>	<b>Nature du sol</b>	<b>Méthode de mise en place des colonnes</b>
<b>Zaghouani et Al.2004</b>	<b>0,5</b>	<b>Sable limoneux, lache sable et argile lache</b>	<b>Voie humide et alimentation du ballast non spécifiée</b>
<b>Renton-Rose et Al.(2000)</b>	<b>1 à 1,5</b>	<b>Remblai hydraulique</b>	<b>Voie humide et alimentation du ballast par le haut</b>
<b>Davie et al (1991)</b>	<b>0,3 à 0,6</b>	<b>Stérile de charbon</b>	<b>Voie humide et alimentation du ballast par le haut</b>
<b>Goughour et al (1991)</b>	<b>0,9 à 1,2</b>	<b>Argile limoneuse molle</b>	<b>Voie sèche et alimentation du ballast par le bas Compactage de 0,9 à 1,2m puis repénétration de 0,3m</b>
<b>Dresher et Fritz (1989)</b>	<b>'1</b>	<b>Remblai hydraulique et boue de betteraves à sucre</b>	<b>Voie humide et alimentation du ballast par le bas</b>
<b>Barksdale et Bachus (1983)</b>	<b>0,6 à 1,2</b>	<b>Argile et sable</b>	<b>Voie humide ou sèche et alimentation du ballast par le haut</b>
<b>Rathgeb et Kutzner (1975)</b>	<b>0,8</b>	<b>Sable fin à moyen , lache avec des lentilles de limon mou</b>	<b>Fluide de lancement non spécifié et alimentation du ballast par le haut</b>

Néanmoins, on ne saurait être indifférent au fait que plus la hauteur des passes est importante, et plus la pénétration du vibreur est difficile et ainsi la compaction de la base de la passe en est plus faible. Par ailleurs, dans des sols de caractéristiques géotechniques faibles, si la hauteur des passes est trop réduite, le ballast sera plus facilement repoussé et introduit dans le sol avoisinant, induisant ainsi une surconsommation excessive de matériau. Seuls des essais d'étalonnage sur chantier permettent de définir, pour chaque projet, la meilleure hauteur des passes ainsi que les fréquences de vibration.

Après avoir pris en considération les différentes techniques permettant la mise en œuvre des colonnes ballastées, il convient de s'intéresser à leurs domaines d'application ainsi qu'aux conditions géotechniques qui permettent leur emploi.

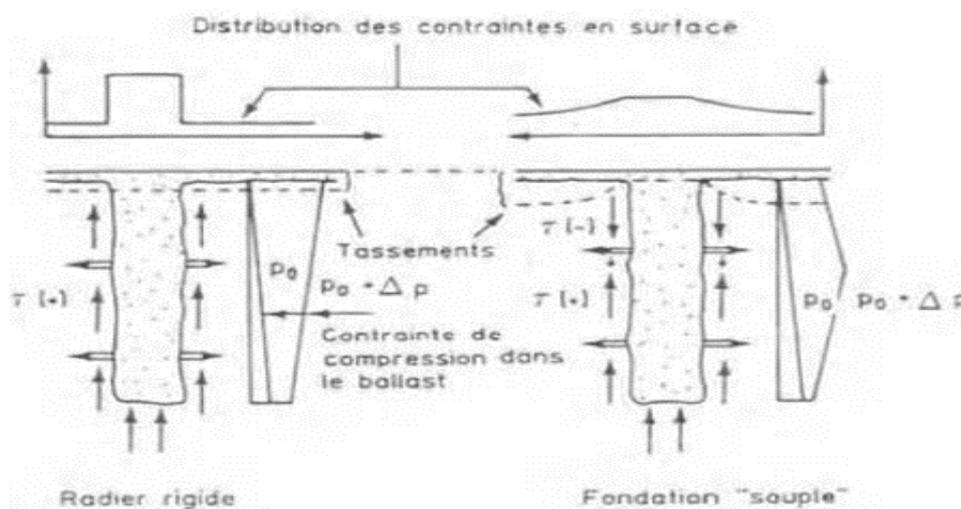
### II.2.3 Domaines d'application :

#### II.2.3.1 Ouvrages :

Les domaines d'application des colonnes ballastées sont variés et ont évolué au cours des années en fonction des évolutions technologiques inhérentes à ces méthodes ainsi que des améliorations souhaitées. La liste suivante, bien que non exhaustive, rend compte de la variabilité des applications :

- Remblais routiers, ferroviaires ;
- Bâtiments tels que des habitations individuelles ou collectives de quelques étages, des Bâtiments industriels comme des bureaux, hangars, zones de production, silos, réservoirs,
- Stations de traitement des eaux usées (bacs de décantation, installations annexes) ;
- Pistes d'aéroport ;
- Stabilisation de talus. Toutes ces applications peuvent se résumer en deux grandes catégories en fonction du mode de chargement par :
- Fondation souple ;
- Fondation rigide.

Cette distinction s'impose du point de vue de la répartition des charges entre l'ouvrage projeté et le complexe sol-colonne. La figure 7 permet de visualiser cette distinction de chargement.(3)



**Figure 7 - Report des charges sur les colonnes dans le cas d'un radier rigide et d'une fondation souple (Eggestad, 1983).(3)**

Par ailleurs, le mouvement latéral des sols mous sous l'application d'une charge par remblai n'est pas pris en compte dans le schéma de la fondation flexible mais est un cas particulier

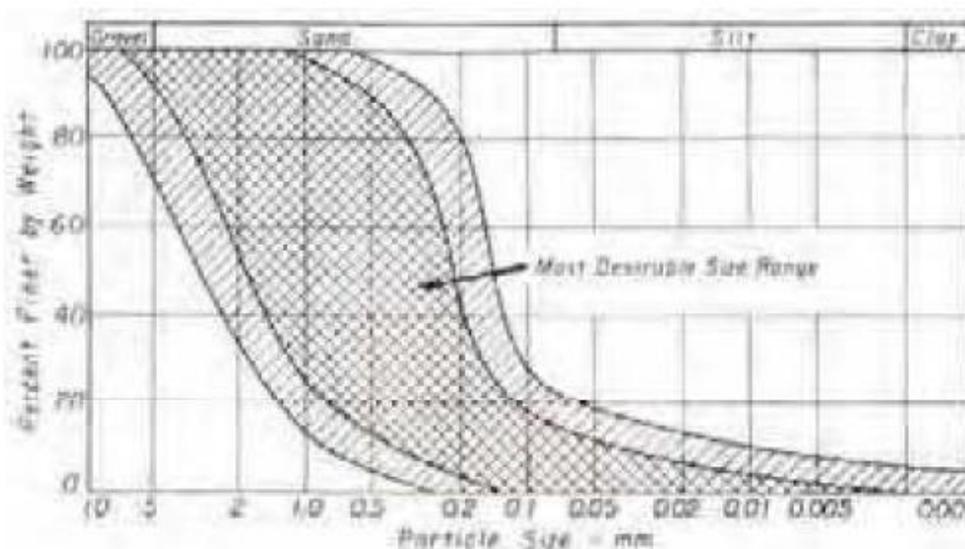
qu'il conviendra de traiter à part. En effet, il y a un fluage latéral du sol qui se produit en bordure d'ouvrage (2) Par ailleurs, la stabilisation des talus par colonnes ballastées est due à l'augmentation de la résistance au cisaillement globale du sol apportée par le matériau pulvérulent mis en place.

Après avoir considéré les domaines d'application des colonnes ballastées, les conditions géotechniques qui permettent leur utilisation sont abordées. Ce paragraphe permettra ainsi de décrire les sols, naturels ou anthropiques, qui sont régulièrement traités par colonnes ballastées, ainsi que les sols pour lesquels cette technique est fortement déconseillée.

### II.2.3.2 Conditions géotechniques du sol :

Les conditions idéales, à savoir une couche uniforme homogène isotrope, reposant sur un substratum compétent au sein duquel la colonne pourra être posée voire ancrée, n'existent que rarement dans la réalité. Par ailleurs, les premiers sols à avoir été améliorés par vibroflotation ont été les sols pulvérulents au début des années 1930 (1) C'est avec la multitude des sols à traiter, notamment cohérents, que des vibreurs spécifiques ont été construits et que des procédés d'exécution ont été mis au point et développés depuis la fin des années 1950 (2) La technique des colonnes ballastées par alimentation par la base a été développée en 1972 (2)

Mitchell en 1970 présente le fuseau granulométrique le plus adapté selon l'entreprise vibroflotation Foundation Company, à l'époque, pour le traitement des sols pulvérulents par vibroflotation (figure 8). Par ailleurs, il précise que les sols lâches dont la courbe granulométrique est comprise dans ce fuseau, peuvent atteindre une densité relative d'au moins 70 % entre points de vibro-compactage en fonction du maillage choisi.

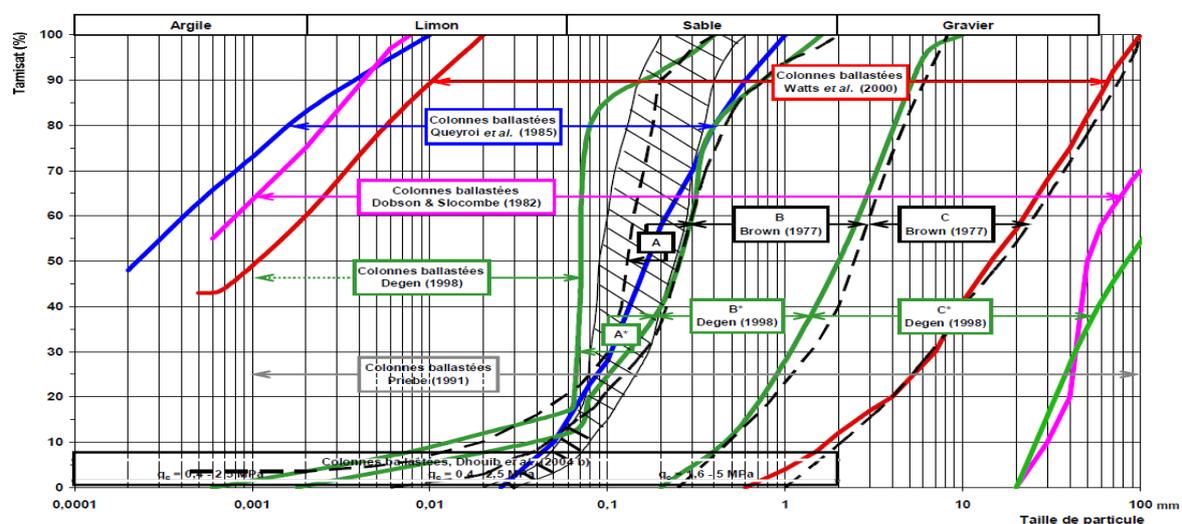


**Figure 8 - Fuseau granulométrique préférentiel pour la vibroflotation (Mitchell, 1970).(3)**

On a reporté en figure 9 les fuseaux d'application des principales techniques (vibrocompactage et colonne ballastée) soit en fonction de la granulométrie du sol uniquement(2) soit aussi en fonction de paramètres mécaniques du sol(1).

La classification des sols adoptée est celle du Massachusetts Institute of Technology(2) . Cette figure montre que, selon les auteurs, les colonnes ballastées peuvent être installées dans quasiment chaque type de sol alors que le vibrocompactage est restreint à des sols pulvérulents dont le diamètre minimal des grains est supérieur à 80  $\mu\text{m}$  (0,08 mm). Toutefois, si le sol pulvérulent est très fin ( $0,2 < \text{taille de particule} < 0,06 \text{ mm}$ ) ou très propre ( $80 \mu\text{m} < 5 \%$ ), les colonnes ballastées peuvent être envisagées, tout en utilisant la méthode par voie humide comme pour la vibroflottation.

Priebe en 1991 indique une zone centrale hachurée pour laquelle il précise que si le pourcentage de fines d'un sol est inférieur à 5% et si sa courbe de distribution est entièrement à droite de la zone hachurée, alors le sol sera généralement facilement compactable. Par ailleurs, lorsque la zone hachurée est traversée par la courbe de distribution ou si le sol est entièrement constitué de particules fines, alors le dimensionnement doit être entièrement basé sur l'effet de renforcement des colonnes ballastées mises en place. Degen (1998) précise que les sols pour lesquels les colonnes sont préconisées (argiles et limons), ne sont pas compactables, et que celles-ci sont donc une solution alternative de fondation dans ces types de sols.(2)



**Légende :**

- A : Sols difficilement compactables par l'effet de la vibration uniquement.
- B : Le vibrocompactage est le plus adapté à ce fuseau (sables lâches sous la nappe).
- C : La pénétration du vibreur est difficile à cause de la taille des particules les plus grossières.
- A\* : Ces sols sont aptes au vibrocompactage mais le temps nécessaire pour la compaction est nettement plus important que pour B\*.
- B\* : Le vibrocompactage est le plus adapté à ce fuseau car les sols ont moins de 12% de particules inférieures à 80  $\mu\text{m}$ .
- C\* : Ces sols sont facilement compactables. La limite supérieure est définie par le fait que la quantité de blocs empêche la pénétration du vibreur.

**Figure 9 - Techniques des colonnes ballastées vibrées ou du vibrocompactage selon les classes granulométriques des sols.(2)**

Ainsi, le paramètre le plus important pour déterminer la compactibilité d'un sol et donc la technique de traitement la plus adaptée, est sa distribution granulométrique et tout particulièrement sa teneur en particules inférieures à 80  $\mu\text{m}$ . Il est généralement admis que si le pourcentage de particules inférieures ou égales à 80  $\mu\text{m}$  est supérieur à 15 %, alors le sol sera difficilement compactable par simple vibration.

### II.2.3.3 Sols naturels :

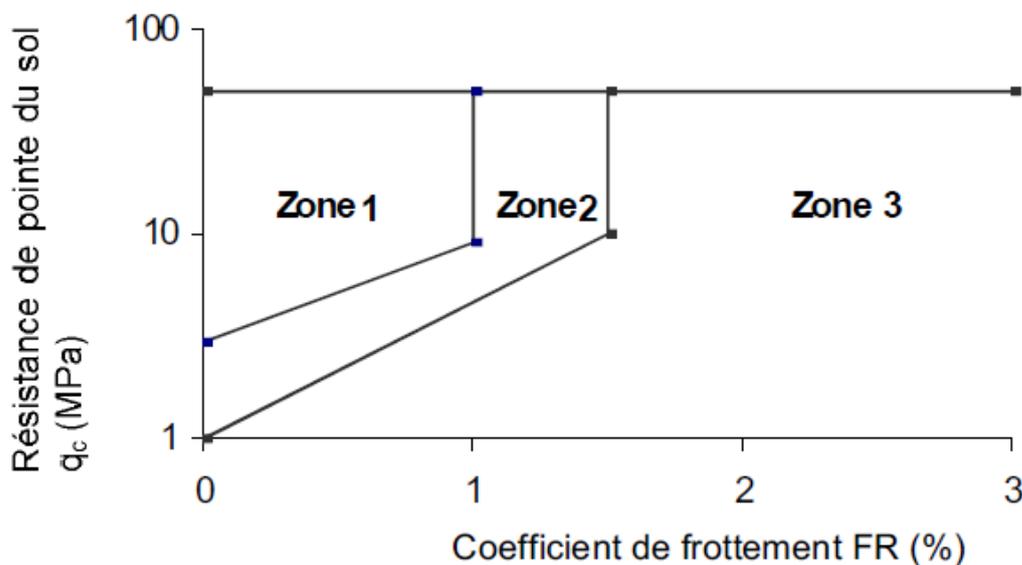
Les trois types de sols naturels présentés ci-après sont les sols pulvérulents, cohérents et organiques.

#### a. Sols pulvérulents :

Les sols pulvérulents ont été les premiers à être densifiés par vibration et par incorporation de matériau compte tenu de l'existence de la technique du vibrocompactage. La figure 10 présente, la densification des sols pulvérulents en fonction des résultats d'essais de pénétration statique. La distinction des trois zones se fait de la manière suivante :

- **Zone 1** : sol compactable par simple vibration ;
- **Zone 2** : sol de faible compactibilité ;
- **Zone 3** : sol non compactable par simple vibration.

La vibroflottation est donc bien adaptée aux sols de la zone 1 alors que les colonnes ballastées sont privilégiées pour les sols des deux autres zones.



**Figure 10 - Critère de densification des sols pulvérulents par vibroflottation, en fonction des résultats d'essais pénétrométriques statiques (d'après Massarsch, 1991 b).(3)**

Le coefficient de frottement FR (Friction Ratio) de la figure I 10 est défini par la relation :

$$|FR| = \frac{f_s}{q_c} \times 100 \quad (3)$$

Avec :

**fs** : frottement latéral ;

**qc** : résistance de pointe.

### **b. Sols anthropiques :**

Concernant les sols anthropiques, nous avons distingué les décharges d'ordures ménagères et les remblais.

#### **b. Décharges d'ordures ménagères :**

Ce type de décharge est à considérer comme les sols organiques qui subissent des tassements secondaires importants et non contrôlés. La technique des colonnes ballastées n'est donc pas adaptée aux décharges d'ordures ménagères. Nous n'avons trouvé aucune publication traitant des colonnes ballastées réalisées dans ce type de matériau.

#### **d. Remblais :**

Le terme de remblai est employé ici pour des sols qui ont été mis en place afin de créer des terrains gagnés sur le milieu aquatique ou afin de combler des zones terrestres. Ces sols sont constitués de remblais hydrauliques, remblais argileux, remblais divers de démolition, stériles de charbon, etc. Les zones remblayées sont donc particulièrement difficiles à traiter compte tenu de la nature et de l'hétérogénéité spatiale de ces sols. Watts et Charles montrent que même en ayant effectué un essai de chargement sur le site, les capacités et les performances à long terme des fondations superficielles placées sur colonnes ballastées ne sont pas nécessairement celles prévues par l'essai.

### **II.3 Couche d'ancrage :**

Il ne s'agit pas à proprement parler d'une couche d'ancrage comme dans le cas des pieux, mais d'une couche de sol ayant des caractéristiques mécaniques supérieures aux terrains compressibles qui doivent être traités, dans laquelle le vibreur va plus ou moins pénétrer. Ce n'est pas nécessairement un sol de nature différente du terrain compressible. La longueur de l'ancrage est fonction des caractéristiques géotechniques de cette couche de sol ainsi que de la puissance du matériel utilisé

### **II.4 Ballast :**

Selon l'ATILF, le mot ballast signifie en terme de marine marchande le « lest composé de gravier et de cailloux »(4) . Puis, il est emprunté au mot allemand ballast « lest »

attesté dans la 2<sup>e</sup> moitié du XIV<sup>e</sup> siècle peut-être par l'intermédiaire du mot néerlandais ballast attesté en 1399. Le mot allemand ballast est un terme de la Hanse teutonique, emprunté aux langues nordiques à la faveur des relations entre cités marchandes de Basse Allemagne et pays nordiques riverains de la Baltique, notamment à la suite de l'établissement de la Hanse à dans l'île de Gotland au début du XII<sup>e</sup> siècle et de la signature du traité de Stralsund en 1370 entre le Danemark et les villes hanséatiques. Le mot suédois et norvégien barlast (1<sup>re</sup> moitié du XIV<sup>e</sup> siècle), littéralement « charge simple, inutile » est composé de bar, berr « nu, simple » et de last « lest ». Il est aujourd'hui employé dans la marine en tant que water-ballast, composé de water « eau » et de ballast « lest », c'est-à-dire le poids d'eau mis à bord pour assurer la stabilité d'un navire qui n'a pas la cargaison suffisante pour lui donner la stabilité voulue. Pour le chemin de fer, le ballast est un des éléments support de la voie. Il est composé d'une couche de roches concassées et assure, entre autre fonction, l'ancrage latéral et longitudinal de la voie. Il permet la transmission et la répartition des charges statiques et dynamiques du rail vers la plateforme ainsi que le drainage des eaux pluviales. Le mot ballast est employé dans la suite de ce mémoire en tant que matériau frottant mis en place et compacté dans le sol afin de réaliser les colonnes ballastées. Il est caractérisé par :

- Son angle de frottement interne ;
- Son module d'élasticité ;
- Sa granulométrie et sa nature ;
- Sa densité à l'état lâche ;
- Sa densité en place (compactée).

## II.2 Le renforcement des sols par des inclusions rigides verticales :

### II.2.1 Présentation de la méthode :

#### II.2.1.1 Principe du renforcement :

Le principe du renforcement est illustré par la Figure 11. La charge appliquée en surface est transmise à un substratum rigide par l'intermédiaire de la combinaison d'un réseau d'inclusions rigides et d'un matelas de transfert de charge.

**Tableau 2 - Les principales méthodes de renforcement de sol de fondation pour l'édification des remblais d'après Magnan (1994)(5)**

Technique	Données nécessaires	Contrainte	Fiabilité	Commentaires
Pré-chargement	Compressibilité Perméabilité	Temps nécessaire	Peu fiable pour obtenir de faibles déplacements	Lent Peu cher
Pré-chargement avec drains verticaux	Compressibilité Perméabilités verticales et horizontales	Plus rapide	Plus flexible	Rapide Relativement cher
Remplacement du sol	Epaisseur de la Couche	Mise en dépôt du sol Nouveau matériau	Bonne en cas de remplacement total	Rapide Cher
Colonnes ballastées, colonnes de sable compacté	Résistance et déformabilité du Sol	Equipements Plot expérimental	Bonne après analyse de plots expérimentaux	Cher Rapide
Dalle sur pieux	Résistance du sol		Bonne	Très cher
Electro-osmose et injection	Propriétés chimico-physiques Compressibilité Perméabilité	Destruction des électrodes Alimentation électrique	Incertaine	Très cher
Remblai léger	Compressibilité Perméabilité	Protection du matériau léger	Peu fiable pour obtenir de faibles déplacements	Cher
Remblai sur inclusions rigides	Résistance et déformabilité du sol		Bonne	Cher Rapide
Colonnes de jet grouting	Résistance et déformabilité du sol		Bonne	Cher Rapide

Les inclusions rigides sont mises en place à travers l'horizon compressible et permettent de transférer les charges vers le substratum par le développement d'un effort de pointe et de

frottements le long de l'inclusion. Des dallettes peuvent être mises en place au niveau des têtes d'inclusion afin d'augmenter la surface de reprise des charges.

Le matelas de transfert de charge est disposé entre le sol compressible renforcé par les inclusions et l'ouvrage en surface. Sa fonction est de réduire et d'homogénéiser les tassements sous l'ouvrage en assurant le transfert des charges vers les têtes d'inclusion. Le matelas de transfert de charge est constitué de sol granulaire. Le tassement différentiel en base du matelas entre les inclusions rigides et le sol compressible induit du cisaillement dans le sol granulaire et donc la formation de voûtes qui assurent le transfert des charges vers les têtes d'inclusion, l'homogénéisation et la réduction des tassements en surface. La présence de ce matelas différencie cette technique de celle des pieux, car les inclusions sont désolidarisées de l'ouvrage en surface.

Afin d'augmenter le report des charges vers les inclusions, une nappe de renforcement géosynthétique peut être disposée en base du matelas. Le tassement différentiel entre les têtes d'inclusion et le sol compressible induit la mise en tension de la nappe qui contribue au report de charge par effet membrane.

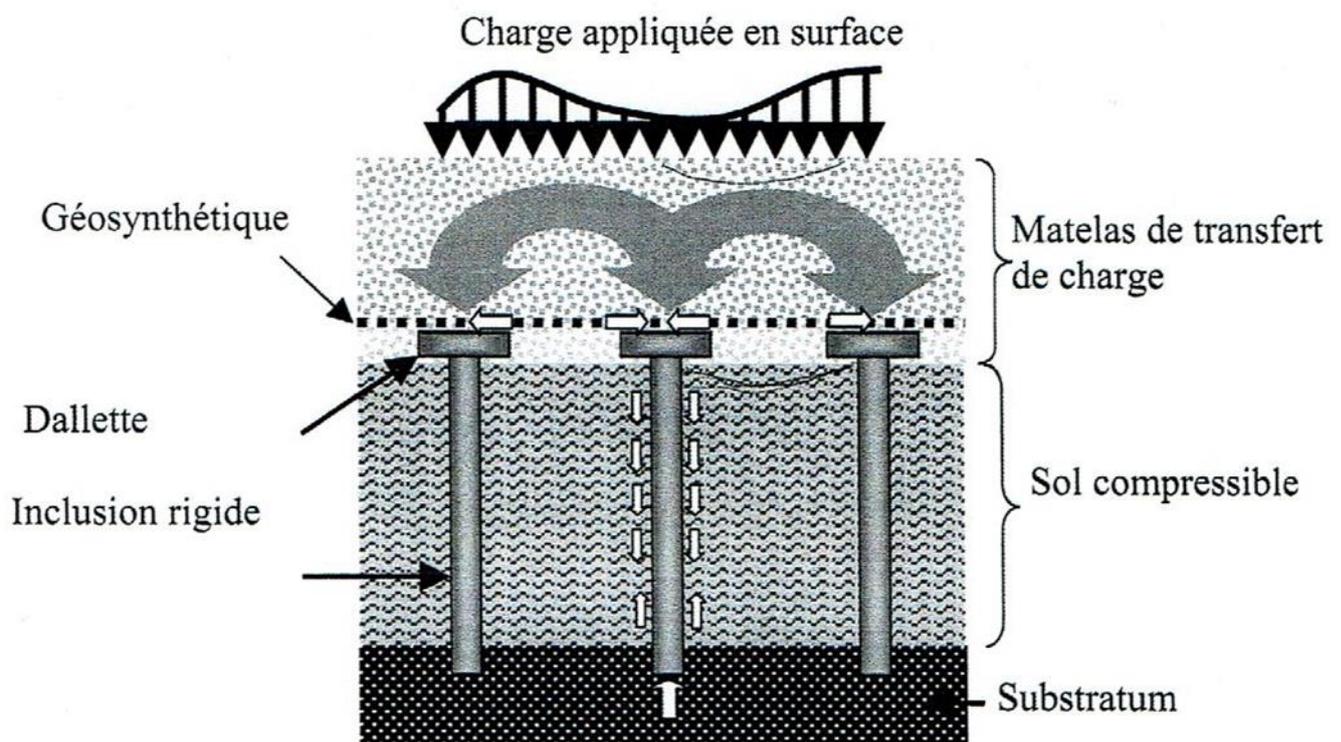


Figure 11 - Principe de la méthode(5)

Le frottement le long des inclusions participe également aux mécanismes de transfert de charge. La Figure 12 présente le comportement d'un réseau d'inclusions soumis à un chargement. Au niveau de la partie supérieure des inclusions, le sol compressible tasse plus que les inclusions et entraîne du frottement négatif le long de l'inclusion, ce qui contribue au report de la charge sur les inclusions. Ainsi le sol de fondation participe aux mécanismes. Au niveau de la partie inférieure, les inclusions poinçonnent le substratum qui n'est jamais

parfaitement rigide, ce qui entraîne du frottement positif. Au niveau de la base de l'inclusion se développe un effort de pointe.

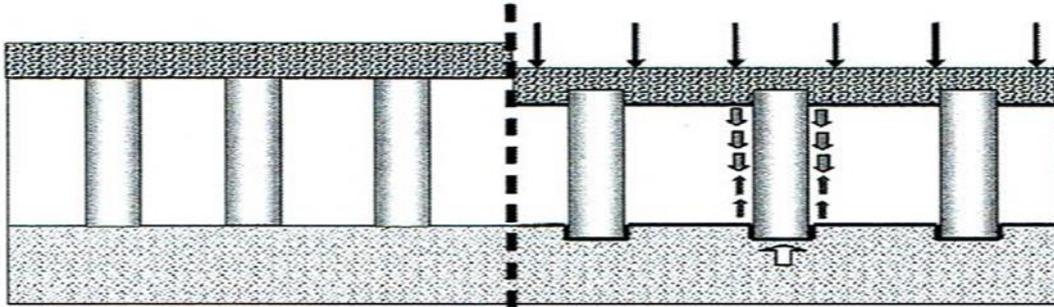


Figure 12 – Réseau d'inclusions soumis à un chargement d'après Berthelot et al. (2003)(5)

La Figure 13 illustre le chargement d'une inclusion soumise à du frottement négatif et du frottement positif, comme cela est proposé par la méthode de dimensionnement de Combarieu en 1988, complétée et développée par Simon en 2001 et Berthelot et al en 2003.(2)

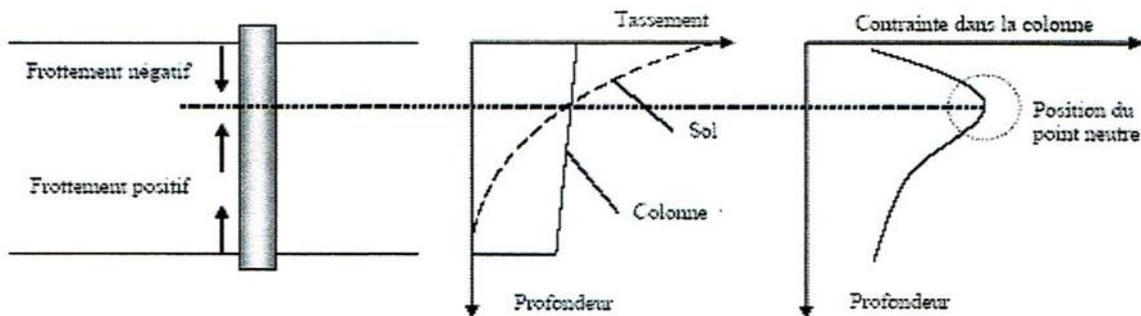


Figure 13 - Frottement le long des inclusions d'après Berthelot et al 2003(5)

Les mécanismes qui se développent dans le matelas de transfert de charge et le long des inclusions sont en forte interaction. Les tassements au niveau de l'interface entre le sol compressible et le matelas conditionnent simultanément la formation des voûtes dans le sol granulaire, la mise en tension du géosynthétique éventuel et le frottement le long des inclusions.

### II.2.1.2 Les inclusions rigides :

De nombreux types d'inclusions rigides peuvent être envisagés suivant les propriétés mécaniques et la géométrie de la couche compressible. Les inclusions peuvent être préfabriquées ou construites in situ. Leur module de déformation varie entre 20 MPa (colonne de soil mixing) et 200 GPa (pieu métallique).

Parmi les inclusions préfabriquées se retrouvent tous les types de pieux mis en place par battage ou fonçage (pieux bois, pieux métalliques, pieux en béton armé ou précontraint). L'avantage des pieux préfabriqués est qu'ils sont constitués d'un matériau manufacturé. Par contre leur mise en place peut être source de nuisances sonores ou vibratoires et dans certains cas le refoulement latéral du sol peut affecter les structures voisines.

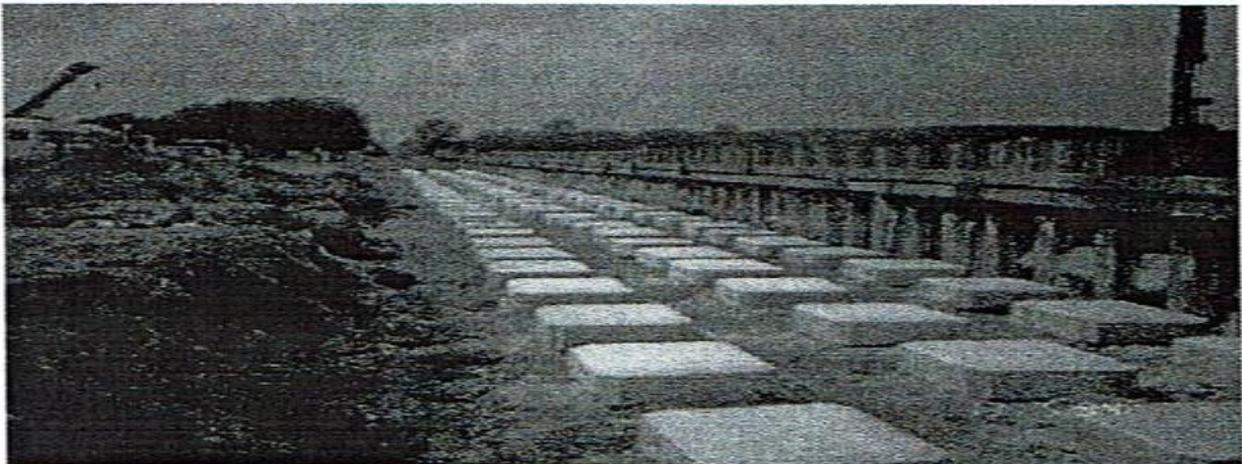
Parmi les inclusions construites in situ on distingue essentiellement les pieux forés, les pieux battus tubés (pieux en béton armé), les pieux de type « Vibro Concrete Column » les colonnes à module contrôlé, les colonnes par mélange d'un liant avec le sol (jet grouting, Lime Cement Columns, etc.). Les techniques de réalisation de ces inclusions sont décrites par Briançon en 2002 et Kempfert en 2003. La mise en œuvre des inclusions in situ est plus souple que les inclusions préfabriquées, avec peu de refoulement du sol adjacent et une longueur qui peut s'adapter aux horizons géologiques du site. (5)

Les inclusions sont généralement réalisées jusqu'à un substratum plus rigide sur lequel elles reposent ou sont ancrées. Le réseau d'inclusions et le diamètre des inclusions sont dimensionnés en tenant compte d'un coefficient de sécurité. Nous pouvons énoncer deux approches de dimensionnement des inclusions :

- Les inclusions sont supposées reprendre la totalité des charges appliquées par le matelas, le remblai et l'ouvrage en surface, plus particulièrement dans le cas de la mise en place d'une nappe de renforcement géosynthétique en base du remblai qui transfère aux inclusions toutes les charges qui n'ont pas été transférées par effet de voûte. Dans ce cas la contribution du sol de fondation est négligée .

Le système peut être optimisé en tenant compte du support partiel apporté par le sol de fondation, même en présence d'un géosynthétique. Cependant les tassements de consolidation du sol compressible doivent être pris en compte.

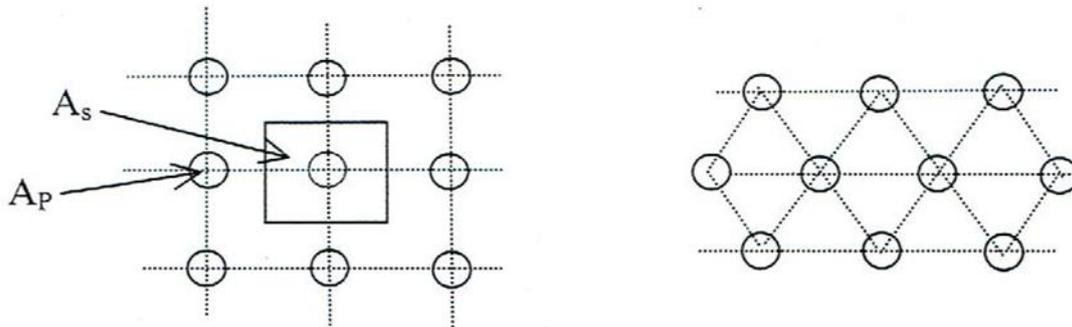
Les dalles coiffant les inclusions peuvent être de section carrée ou circulaire. La Figure 14 présente le cas d'un chantier où les inclusions ont des têtes en béton de section carrée.(5)



**Figure 14 - Chantier de remblai ferroviaire, visualisation des têtes d'inclusion avant l'édification du remblai, d'après Zanziger et Gartung 2002(5)**

- Les inclusions sont mises en place suivant un maillage rectangulaire ou triangulaire . En appelant  $A_p$  la section d'une tête d'inclusion et  $A_s$  la surface d'une maille élémentaire, le taux de recouvrement  $\alpha$  est la proportion de la surface totale couverte par les inclusions et est défini par:

$$\alpha = \frac{A_p}{A_s}$$



a-Maillage rectangulaire

b -Maillage triangulaire

Figure 15 – Réseau d'inclusions(5)

### II.2.1.3 Le matelas de transfert de charge :

Le matelas de transfert de charge assure la transition entre les charges appliquées en surface et les inclusions rigides. Il permet de concentrer les charges sur les inclusions, de réduire et homogénéiser les tassements en surface grâce à la formation de voûtes. Ainsi sa présence permet de diminuer les sollicitations sur l'ouvrage afin d'en assurer le bon fonctionnement et la pérennité.

Ce phénomène de voûte rencontré dans les sols granulaires a notamment été décrit par Terzaghi en 1943 et peut également être connu sous la dénomination d'effet silo.. Le bilan des méthodes de dimensionnement effectué par Briçon et al en 2004 montre une grande diversité et la confrontation des méthodes met en évidence des écarts considérables.(5)

Le développement des voûtes suppose que le matelas ait une résistance au cisaillement et une hauteur suffisante Rathmayer en 1975. Les tassements sont susceptibles d'être également dépendants du module de déformation du sol ainsi que de sa dilatance.(5)

Le matelas de transfert de charge est généralement constitué par un matériau noble comme des graves ou du ballast, par des matériaux traités à la chaux ou au ciment, afin d'en augmenter les propriétés mécaniques ou encore par un matériau grossier. Cette dernière option est certainement la moins onéreuse alors que l'utilisation d'un matériau noble peut s'avérer coûteuse. Cependant il n'existe aucune étude concernant le développement des mécanismes de report de charge en fonction de la nature du sol constituant le matelas (5) La bibliographie concernant les ouvrages renforcés par des inclusions rigides ne fournit quasiment pas d'informations ou de données caractérisant le matelas de transfert de charge. Glandy et (5) précisent cependant que le matelas doit être mis en œuvre suivant les critères routiers.

La caractérisation du comportement mécanique des sols pouvant constituer le matelas a cependant fait l'objet de plusieurs études, dans le cadre de leur utilisation dans d'autres domaines.

La caractérisation des graves et ballasts a fait l'objet de quelques expérimentations dans le cadre de son utilisation pour les voies ferrées et les chaussées souples notamment. Par des essais sur des ballasts à l'appareil triaxial de diamètre 300 mm, montrent que les déformations et le comportement au cisaillement sont très différents selon la valeur de la contrainte de confinement.(5)

Le LCPC a entrepris une étude de caractérisation des graves non traitées (GNT) à l'appareil triaxial à chargements répétés, dans le cadre de l'utilisation pour la construction de chaussées.) mettent en évidence un comportement mécanique complexe et notamment une élasticité non linéaire, dépendant des contraintes appliquées, et des déformations permanentes évoluant avec le nombre de cycles appliqués. Les résultats obtenus sur une grande variété de matériaux montrent l'influence sur les performances mécaniques des GNT de la minéralogie des granulats, de la teneur en eau, et à un degré moindre, de la compacité. Bouassida en 1988 présente des résultats obtenus à l'appareil triaxial sur une grave non traitée, utilisée en construction routière. Lors du cisaillement, le matériau est contractant puis dilatant. La cohésion de ce matériau est non négligeable ( $c' = 30$  kPa) et l'angle de frottement est élevé ( $\varphi' = 54^\circ$ ). (5)

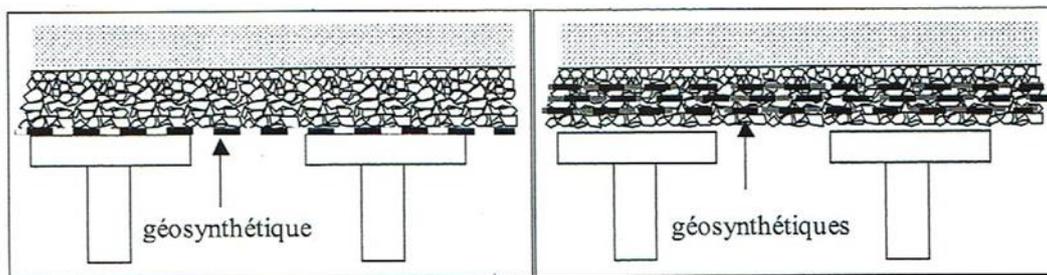
Les sols grossiers posent un problème de caractérisation, plus complexe encore que pour les matériaux nobles, car chaque sol est propre au site et présente des caractéristiques différentes. La particularité des sols grossiers est de présenter des éléments de taille très variable, mais la définition d'un sol grossier varie selon les auteurs : Perrot, 1968 ; Lambe et Whitman, 1976 ; Craig et Susilo, 1986 ; Charles, 1989. Afin de pouvoir tester le matériau, les éléments de grande taille doivent être écrêtés et l'appareillage d'essai doit être de dimension suffisante. Des auteurs s'intéressent alors à la mise au point de procédures afin de pouvoir tester ce type de matériaux. Les résultats des essais de caractérisation dépendent de l'appareillage d'essai. De nombreux auteurs mettent en évidence l'augmentation de la résistance au cisaillement avec l'augmentation du diamètre maximal des grains. Le paramètre ayant le plus d'influence sur le comportement semble être la densité initiale. La synthèse bibliographique des résultats des essais effectués sur des sols grossiers montre que leur comportement est non linéaire, l'ordre de grandeur de l'angle de frottement est de  $40^\circ$ , mais il peut aussi être bien plus important : Kany et Becker en 1967 déterminent un angle de frottement de  $48,5^\circ$  pour un sol de remblai sans cohésion composé de gros morceaux de roche. La cohésion, quant à elle, se situe entre 0 et 60 kPa. Le comportement est généralement dilatant.(5)

Les essais de caractérisation du comportement mécanique des sols traités montrent que la cimentation des échantillons permet d'augmenter la résistance au cisaillement, la rigidité et la dilatance du sol .

### II.2.1.4 Les nappes de renforcement :

Le renforcement en base du matelas de transfert de charge par des nappes horizontales est peu courant en France mais assez répandu dans de nombreux autres pays

.Les seules normes ou recommandations existantes dans le domaine préconisent son utilisation Lorsque qu'une seule nappe géosynthétique est disposée sur les têtes d'inclusion, elle contribue au renforcement par effet membrane. Lorsque plusieurs nappes sont mises en oeuvre au sein du matelas granulaire, à l'effet membrane se rajoute un effet de rigidification du matelas. La Figure 16 présente les différentes dispositions de la nappe dans le matelas. Les nappes de renforcement sont généralement constituées soit de géotextiles, soit de géogrilles qui permettent l'enchevêtrement du sol dans la nappe. Dans certains cas, le matelas est également renforcé par un treillis soudé .(3)



**Figure 16 - Différentes dispositions du renforcement horizontal dans le matelas de transfert de charge, d'après Briançon et al .(2)**

### II.2.2 Domaines d'application :

La technique du renforcement des sols compressibles par des inclusions rigides verticales a connu un grand essor depuis les années 70 mais son utilisation en France n'est courante que depuis une dizaine d'années.

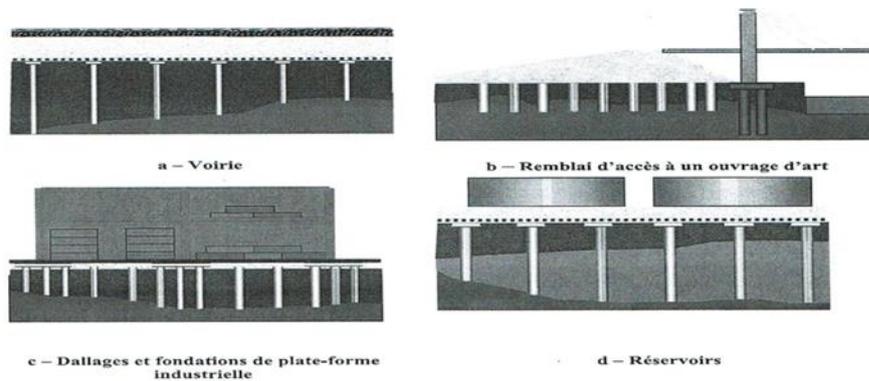
La Figure 17 présente différents domaines d'application : les remblais routiers ou ferroviaires , les remblais d'accès à des ouvrages d'art , les fondations pour plates-formes industrielles , réservoirs de stockage ou stations d'épuration . Nous trouvons dans la littérature divers exemples d'application de cette technique en France et à l'étranger :Suède, Allemagne, Grande-Bretagne, Irlande, Pays-Bas, Portugal, Malaisie, USA. Des ouvrages de référence ont été répertoriés par Briançon en 2002 qui fournit des précisions sur les caractéristiques du renforcement.

- Les remblais routiers ou autoroutiers peuvent être construits sur sols compressibles renforcés par inclusions rigides afin de contrôler les tassements en surface du remblai et de réduire la durée du chantier .
- L'élargissement d'une route existante sur sol compressible peut entraîner du tassement différentiel entre la nouvelle et l'ancienne voie et donc des fissures au niveau de la chaussée. Le renforcement par inclusions rigides apporte une solution rapide à ce problème .

De nombreux remblais ferroviaires situés en Allemagne sont fondés sur sol renforcé par inclusions rigides. Cortlever et Gutter en 2003 présentent un projet d'élargissement de remblai ferroviaire en Malaisie. (2)

Les remblais d'accès aux ouvrages d'art peuvent être édifiés sur sol compressible renforcé par inclusions rigides afin d'éviter les tassements différentiels entre la culée fondée sur pieux et la voie d'accès (2)

Liausou et Pezot en 2001 présentent le cas d'un dallage industriel de grande surface situé dans la Somme, édifié sur sol compressible renforcé par colonnes à module contrôlé. Pinto et al en 2005 présentent le cas d'un renforcement des berges du Tage pour la construction de bâtiments industriels légers (2)



**Figure 17 - Domaines d'application**

### III.1 Introduction :

Les colonnes ballastées sont des colonnes constituées de matériaux granulaires, sans cohésion, mis en place par refoulement dans le sol et compactés par passes successives. Ces colonnes ne comportent en particulier aucun liant sur leur hauteur. Elles peuvent être réalisées en maillages réguliers ou variables, en lignes, en groupes ou même de manière isolée.

Leur dimensionnement tient compte du type d'ouvrage, de la nature des charges, des tassements absolus et différentiels ainsi que de la nature du sol à traiter.

### III.2 Le but de l'amélioration des sols par colonnes ballastées :

Le but de tout réalisation de colonnes ballastées est de conférer au sol de nouvelles caractéristiques générales et /ou locales sous l'ouvrage à construire, afin que les différents éléments d'infrastructure de celui-ci (semelles isolées ou filantes, radier, dallages, ouvrage en terre ...) aient un comportement prévisible, justifiable et compatible avec les règlements et tolérances s'appliquant à la structure de l'ouvrage et à son exploitation.

Le traitement d'un sol par colonnes ballastées conjugue les actions suivantes, dans une seules ou plusieurs peuvent être recherchées :

- Amélioration de la portance ;
- Réduction des tassements ;
- Homogénéisation des caractéristiques géotechniques ;
- Augmentation de la vitesse de consolidation par la création d'éléments drainants
- Augmentation des caractéristiques équivalentes du massif de sol traiter (la résistance au cisaillement horizontal, l'angle de frottement interne et les paramètres de déformation ;

Il est également possible d'utiliser les colonnes en zones sismiques ou elles peuvent contribuer à la diminution du potentiel de liquéfaction des sols.(5)

### III.3 Domaine d'application :

#### III.3.1 Par type d'ouvrage :

Les utilisations les plus fréquentes des traitements par colonnes ballastées concernent des ouvrages ou existent des dallages et radiers recevant des charges surfaciques et susceptibles d'accepter des tassements :

- Halls de stockage ;
- Bâtiments industriels et commerciaux ;
- Silos et réservoirs de toute nature ;
- Ouvrages hydrauliques étanches (réservoirs, station d'épuration).

- Par extension, on peut les utiliser sous d'autres types d'ouvrages dans la mesure où les déformations résiduelles du sol traité et du sol sous-jacent sont compatibles avec la structure de l'ouvrage sous l'exploitation et les prescriptions techniques associées :
- En génie civil (route, remblais, ouvrages d'art, mur de soutènement ou maritime (renforcement de fonds marin, lacustres ou fluviaux)
- Sous fondations superficielles de bâtiments.

Elles peuvent également être utilisées dans des remblais hétérogènes non évolutifs, ou un traitement systématique avec un maillage régulier et adapté permet d'en améliorer et / ou homogénéiser les caractéristiques, afin de les rendre aptes à fonder superficiellement les ouvrages projetés.(2)

### **III.3.2 Limites d'utilisation sous structures sensibles aux déformations :**

Les colonnes ballastées ne doivent pas être utilisées dans les terrains présentant des risques de perte dans le temps des caractéristiques volumétriques et/ou mécaniques, notamment les décharges d'ordures ménagères, les tourbes et, de manière générale, les sols présentant une perte au feu supérieure à 5%, au sens de la norme XP 94-047. Il existe aussi la norme NF P94-055 qui définit une méthode chimique pour déterminer la teneur pondérale en matière organique d'un matériau.

Les sols fortement compressibles (vases et argiles molles) d'épaisseur supérieure à 0,50m et présentant des caractéristiques faibles nécessiteront une étude particulière et des dispositions constructives spécifiques : par exemple, rechargement, consolidation.

### **III.4 Mode opératoire :**

#### **III.4.1 Méthodes et matériels**

Les deux procédés suivants satisfont à la définition donnée en préambule

Les colonnes pilonnées voir le lexique pour le descriptif détaillé

Les colonnes vibrées :

- Si l'on utilise le lançage à l'air, on parle de voie sèche ;
- Si l'on utilise le lançage à l'eau on parle de voie humide (9)

#### **III.4.2 Perforages :**

La traversée de couches compactes ou d'obstacles peut être facilitée un forage préalable avec ou sans extraction de terrain

Tout volume excavé doit être rempli et compacté par le matériau de la colonne.(1)

### III.4.3 Matériaux d'apport :

Les matériaux d'apport doivent être de qualité et de granulométries contrôlées et plus homogènes possibles.

Les choix se portera sur des graves naturelles roulées ou concassées.

Les caractéristiques minimales des matériaux d'apport sont les suivantes :

- LA<35
- MDE<30
- LA+MDE<60

LA : essai los Angeles norme NF P 18573 ;

MDA : essai micro deval norme NF P 18572

La granulométrie dépend essentiellement du matériel. Les vibreurs avec alimentation en pied y sont plus sensibles ; une granulométrie inadaptée est source de bouchons dans le tube

On peut retenir valeurs indicatives suivantes :

**Vibreux à tube latéral de remplissage par le bas** : en terme de fuseau granulométrique, le plus couramment utilisé est le fuseau 8/4.

Autres procédés en terme de fuseau granulométrique, celui qui est le plus couramment utilisé est le fuseau 20/75.

Le critère de propreté est le suivant : le passant inférieur à 80 $\mu$ m est inférieur à 5% . (12)

### III.5 Dispositions constructives :

#### III.5.1 Diamètre des colonnes ballastées :

Le diamètre des colonnes ballastées dépend :

- De l'outil utilisé et de l'adéquation de ce choix au terrain rencontré
- Des terrains traversés et de leurs caractéristiques,
- De l'énergie totale dépensée (puissance mise en œuvre poussée verticale éventuelle et temps passé)

Le diamètre de la colonne peut varier sur sa hauteur, en fonction des différences de résistance des couches traitées.

Les diamètres usuels par voie sèche sont compris entre 50 et 80 cm.

Toutes choses égales par ailleurs, le diamètre de la colonne est plus important par voie humide que par voie sèche, du fait de l'extraction de sol produite par le fonçage à l'eau. (1)

---

### III.5.2 Interface sol traité/ structure :

Si l'élément de fondation a une inertie insuffisante pour répartir la charge de façon homogène sur la maille élémentaire, il est nécessaire de disposer un matelas de fondation et le sol traité ce matelas a pour rôle d'assurer la répartition complémentaire des charges.

Si l'on utilise l'action drainante des colonnes, il faut disposer d'une couche drainante (avec exutoire) au toit des colonnes

En pratique hors zone sismique, les semelles isolées et filantes ainsi que les radiers ne nécessitent en général aucun matelas, contrairement aux dallages armés ou non.

Par ailleurs, le fait de traiter un sol par incorporations, le comportement du terrain en place en surface entre colonnes ou il n'y a donc pas augmentation à priori des valeurs du module  $E_{V2}$  ou celles du coefficient de westergaard.

### III.5.3 Exécution des semelles et radiers :

Ceux-ci doivent être réalisés de la même manière que dans un sol naturel, ils peuvent être coulés à pleine fouille ou coffrés

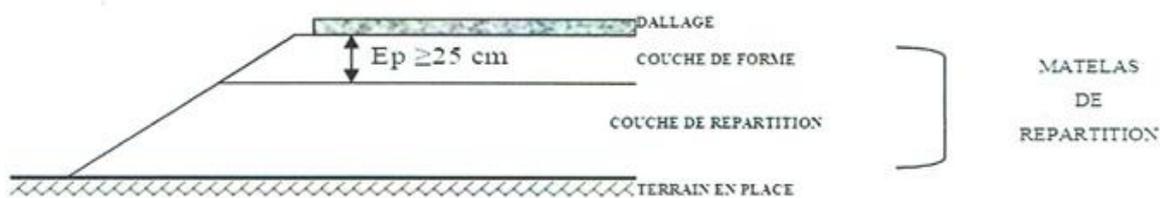
Lorsque la base de la semelle est moins de 50 cm sous le niveau de la plate-forme de travail la tête de la colonne doit être recompressée pour garantir les caractéristiques prise en compte dans les calculs

Ce recompressage peut faire partie du recompressage de la plate-forme

### III.5.4 Exécution du matelas de répartition :

L'épaisseur minimale d'un matelas de répartition en matériaux granulaires est supérieure à 40 cm

Dans le cas des dallages, la partie supérieure du matelas de répartition a au moins les caractéristiques d'une couche de forme, au sens du document GTR92.



**Figure 18 - matelas de répartition(8)**

On retiendra en particulier pour la couche de forme que :

- Les matériaux de classe F (norme NF P 11-300) ne sont pas admis ;
- L'épaisseur minimale est de 25 cm ;
- Le module d'élasticité  $E_V$  : est supérieur à 50 MPa. (3) Il appartient au concepteur de l'amélioration de sol de définir l'épaisseur et les caractéristiques minimales de ce

matelas par rapport au sol traité. Il est rappelé à ce propos que les critères intervenant pour le calcul d'un matelas de répartition sont d'une part sa résistance au poinçonnement (si nécessaire), d'autre part l'épaisseur et le module d'élasticité.

Le concepteur du dallage devra vérifier que l'épaisseur et les caractéristiques du matelas sont suffisantes vis-à-vis des impératifs résultant des sollicitations du dallage, notamment le poinçonnement, et qu'elles restent supérieures aux minima requis par les textes normatifs relatifs aux dallages .(6)

Le matelas de répartition peut être mis en place totalement ou partiellement avant exécution des colonnes ballastées : il sert alors de plateforme de travail.

Cependant, le reprofilage, le compactage final, le retraitement et éventuellement le complément en épaisseur pour constituer la couche de forme doivent être réalisés après les colonnes ballastées, afin d'assurer un nivellement et des caractéristiques conformes aux éléments du projet.

### **III.5.5 Disposition des colonnes ballastées**

#### **III.5.5.1 Ouvrages à charges réparties uniformes**

Dans le cas d'ouvrages à charges réparties uniformes, les colonnes sont disposées selon un maillage régulier, généralement carré ou triangulaire.

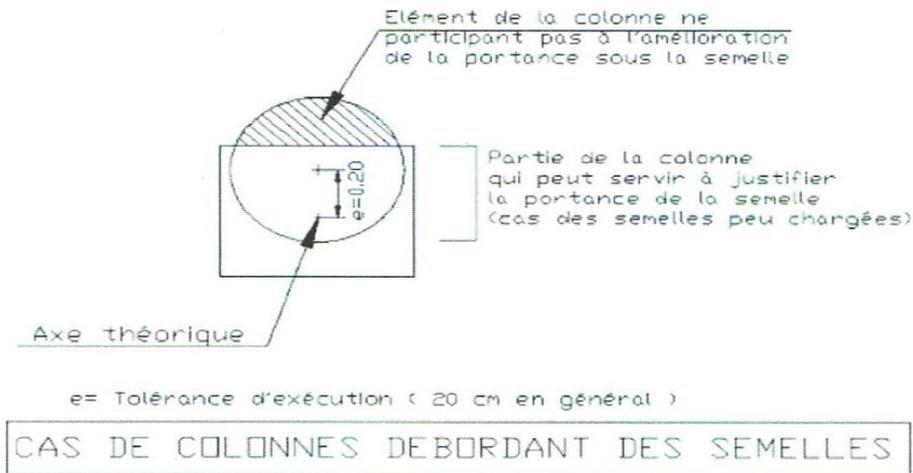
Le maillage dépend des caractéristiques géotechniques et des charges appliquées.

#### **III.5.5.2 Semelles filantes et isolées**

Le dimensionnement des semelles est fonction à la fois de la contrainte admissible et du tassement admissible après traitement de sol.

Le maillage résulte du critère le plus défavorable.

Pour des colonnes isolées ou des files uniques de colonnes, en l'absence de vérification adaptée, le débord de la semelle vis-à-vis de la position théorique du nu extérieur des colonnes doit être au moins égal à la tolérance d'exécution. (07)



**Figure 19 - Prise en compte des colonnes en cas de débord(10)**

Pour des colonnes non alignées, il est recommandé d'adopter la même disposition (débord de la semelle au moins égal à la tolérance d'exécution). Dans le cas contraire, il faut justifier le tassement et la contrainte dans les colonnes si les colonnes ne respectent pas l'implantation théorique.

### III.5.6 Mailles de référence maximales :

Pour qu'un sol puisse être considéré comme traité par des colonnes ballastées, et quelle que soit l'action recherchée. La maille de référence la plus grande doit être de 9 m<sup>2</sup> d'une part, et, le taux de substitution doit être supérieur à 3% d'autre part. (2) Pour une semelle filante comportant une seule rangée de colonnes et dépourvue de matelas de répartition, l'entraxe maximal sans justification spécifique est de 2,5 m.

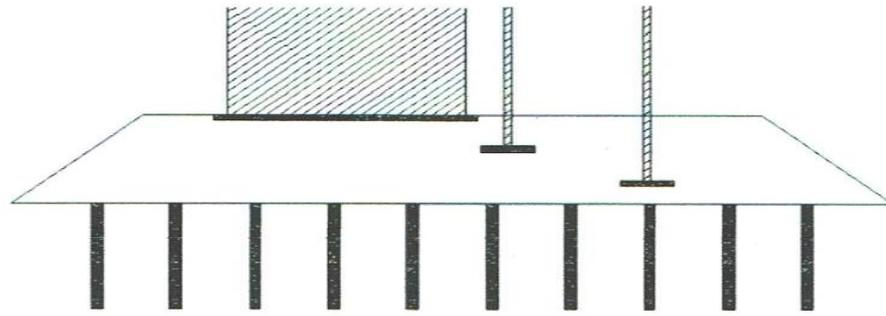
### III.5.7 Mailles de référence minimales

La maille de référence minimale est de 2.25 m<sup>2</sup>.

Pour les semelles filantes et les groupes de 2 à 5 colonnes, l'espacement entre axes de colonnes n'est pas inférieur à 1,5  $\varnothing$ cB et 1,20 m. (8)

### III.5.8 Colonnes ballastées sous un remblai support de fondations

On peut traiter par incorporation de colonnes ballastées tous les types de sols entrant dans le domaine d'application, et ensuite mettre en cuivre sur le sol amélioré des remblais de rehaussement ou de substitution. Réalisés avec des matériaux nobles de qualité contrôlée, mis en cuivre de manière soignée avec un contrôle rigoureux de leur compactage, par exemple.(8)



**Figure 20 - Implantation des colonnes sous un remblai(9)**

La disposition des colonnes tient compte de la superposition des contraintes générées d'une part par le remblai lui-même et, d'autre part, par les différents éléments de structure qui sont fondés dans son épaisseur :

- Il faut justifier en particulier cette disposition si la hauteur du remblai est inférieure au demi-côté de la maille de référence.

### **III.5.9 Tolérances d'exécution :**

#### **III.5.9.1 Maillage en réseau :**

La colonne ballastée est une inclusion donnant, grâce à ses caractéristiques propres, de nouvelles caractéristiques équivalentes à la maille élémentaire de sol traité, dont elle occupe le centre.

Dans ce cas, il n'existe pas de notion d'« excentrement » telle que celle-ci apparaît pour des éléments ponctuels de fondation.(8)

#### **III.5.9.2 Colonnes sous semelles :**

Les semelles isolées et filantes reposant sur le sol amélioré doivent être justifiées comme des éléments de fondation.

La tolérance d'exécution des colonnes ballastées est alors de +/- 20 cm.

Au-delà de cette valeur. L'entreprise doit justifier que le comportement de la semelle reste compatible avec la structure de l'ouvrage : s'il y a une couche de répartition sous la semelle, on tient compte de ses caractéristiques pour cette justification.

Le choix de tolérances plus faibles est laissé à l'initiative de l'entreprise mais celle-ci doit alors s'assurer de leur strict respect : cette tolérance peut ne pas être la même dans les deux directions.(6)

### **III.5.10 Coefficient réducteur sur les volumes de matériaux incorporés :**

Il existe une différence entre le volume théorique des colonnes réalisées et le volume de matériau approvisionné et donc foisonné sur le site. Cette différence provient d'une part,

des peites à l'exécution (dont les hors-profils variables en fonction de l'étreinte latérale) et. D'autre part, du compactage du matériau dans la colonne.

Généralement, on admet les rapports suivants du volume approvisionné au volume théorique :

- Colonnes vibrées avec alimentation en tête, sous l'eau : 1,3 à 1,5
- Colonnes avec incorporation en pied, à l'air : 1.2 (6)

### **III.6 Dimensionnement :**

#### **III.6.1 Préalable : éléments d'information nécessaires au calcul :**

Le comportement d'un renforcement de sol par colonnes ballastées ne peut s'analyser sans une bonne connaissance :

- De la nature et des caractéristiques du sol traité et sous-jacent : coupes de sondages, résultats des essais mécaniques en laboratoire ou en place...,
- De la nature, des caractéristiques et des méthodes d'exécution de la fondation proprement dite ;
- Des sollicitations de service ou exceptionnelles :
- De la nature et du comportement de la structure à fonder.

Les règles de calcul du présent document ne prennent pas en compte d'amélioration du sol entre les colonnes. (6)

#### **III.6.2 Critères de dimensionnement :**

Le dimensionnement des colonnes ballastées est indissociable des caractéristiques du sol à traiter et du procédé de mise en œuvre.

Les justifications à apporter dans la note de calculs se rapporteront dans le cas général aux deux critères suivants :

- Charge admissible globale sur le sol amélioré après traitement et justification des différents types de fondations vis-à-vis de la rupture.
- Tassement absolu des divers éléments de structure au sein d'un même ouvrage. Justification des tassements différentiels au sein de la structure ou entre structure et dallage. En fonction des tolérances admissibles propres à chaque ouvrage et des règlements en vigueur.

Lorsque d'autres actions sont recherchées la justification de ces effets doit être alors produite :

- Dans le cas de la liquéfaction des sols, il convient de démontrer que les colonnes ont réduit ce risque

- Si l'effet drainant est recherché pour accélérer la consolidation, un calcul du temps de consolidation est établi.
- Dans le cas de la stabilisation de talus, le calcul porte sur la sécurité obtenue vis-à-vis des glissements circulaires.

### III.6.3 Hypothèses :

Les contraintes d'exploitation de l'ouvrage (charges maximales et déformations admissibles) doivent être définies dans les documents particuliers du marché.

Les hypothèses concernant le sol sont les caractéristiques géotechniques mentionnées dans l'étude de sol : stratigraphie, nature des sols, hydrologie, caractéristiques rhéologiques et mécaniques (module d'Young, coefficient de Poisson, étreinte latérale, coefficient de compressibilité  $C_o$ , indice des vides...) de toutes les couches de sol.

Les hypothèses concernant les colonnes ballastées, notamment quant à leur module de déformation, leur diamètre et leur longueur, dépendent étroitement du matériel de mise en œuvre choisi et des performances de celui-ci.

Les valeurs usuelles des paramètres autres que géométriques, et entrant dans les calculs. Sont les suivantes :

module d'Young : moyenne sur le volume de la colonne		$E_{col} = 60 \text{ MPa}$
angle interne intergranulaire	matériau roulé	$\phi'c = 38 \text{ degrés}$
	matériau concassé	$\phi'c = 40 \text{ degrés}$
Coefficient de Poisson		$\nu_{col} = 1/3$
Poids volumique du matériau en place, saturé		$\gamma_{col} = 21 \text{ kN/m}^3$

**Tableau 3 - Caractéristiques usuelles des colonnes(8)**

### III.6.4 Contraintes maximales admissibles dans les colonnes :

Le calcul de la contrainte maximale admissible consiste d'abord à déterminer la contrainte verticale de rupture  $q$ , d'une colonne isolée à partir des caractéristiques des colonnes et du sol après traitement et ce selon les schémas de rupture possibles suivants:

- Rupture par expansion latérale (critère souvent dimensionnant)
- Rupture par cisaillement généralisé (rupture rare, cas des colonnes courtes)
- Rupture par poinçonnement (colonnes flottantes).

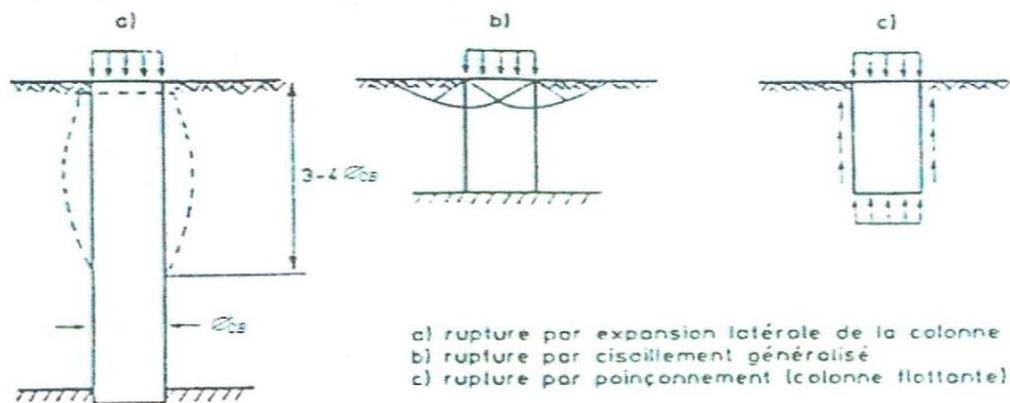


Figure 21 - Type de rupture(8)

### III.6.5.1 Rupture par expansion latérale :

Par analogie aux conditions triaxiales, la contrainte de rupture effective  $q_{re}$  par expansion latérale est donnée en fonction de la profondeur et de l'étreinte radiale  $\sigma_r$ , par :

$$q_{re} = \sigma_r \times \tan^2 \left( \left( \frac{\pi}{4} \right) + \left( \frac{\phi'_c}{2} \right) \right) \quad (8)$$

La valeur de l'étreinte radiale résulte du contexte géotechnique : cette valeur est estimée à partir d'essais de laboratoire (essais triaxiaux) ou d'essais in situ (pressiomètre, pénétromètre statique, scissomètre) lors de l'étude de projet géotechnique.

### III.6.5.2 Rupture par cisaillement généralisé :

La rupture par cisaillement généralisé peut être étudiée lorsque les caractéristiques de la colonne sont relativement proches de celles du sol. Ce cas est peu fréquent, et le calcul correspondant n'est pas présenté ici (6).

### III.6.5.3 Rupture par poinçonnement :

La contrainte verticale régnant au sein de la colonne est maximale en tête de la colonne et décroît en fonction de la profondeur (6).

Dans un milieu homogène caractérisé par la cohésion non drainée  $c_u$ . La contrainte verticale de rupture vis-à-vis du poinçonnement de la base de la colonne est égale à  $9 C_u$ . On définit alors une contrainte maximale en tête  $q_{rp}$  selon la formule suivante:

$$q_{rp} = 9c_u + u(2 C_u/R_C - \gamma) \quad \text{Où :}$$

- $\gamma_C$ : poids volumique de la colonne.
- $L_C$ : longueur de la colonne,
- $R_C$ : rayon moyen de la colonne.

Les valeurs de cohésion ( $C_u$ ,  $C_{up}$  et  $C_{um}$ ) résultent du contexte géotechnique ; elles sont estimées à partir d'essais de laboratoire (essais triaxiaux) ou d'essais in situ (pressiomètre, pénétromètre statique, scissomètre, ...) lors de l'étude de projet géotechnique. (8)

#### III.6.5.4 Contraintes dans les colonnes :

- **Contrainte de rupture**

La contrainte verticale de rupture  $q_r$  dans la colonne est égale à

- $q_r = \min(q_{re} : q_{rp}; 1,6 \text{ (MPa)})(8)$

- **Contrainte à l'ELS :**

A l'ELS, la contrainte verticale admissible  $q_{aELS}$  dans la colonne est obtenue par application d'un coefficient de sécurité de 2 sur la contrainte verticale de rupture  $q_r$ :

- $q_{aELS} = q_r / 2 = \min(q_{re}/2 : q_{rp}/2; 0,8 \text{ (MPa)})(8)$

- **Contrainte à l'ELU :**

La contrainte maximale de calcul  $q_{aELU}$  dans la colonne est obtenue par application d'un coefficient de sécurité de 1,5 sur la contrainte verticale de rupture  $q_r$ :

- $q_{aELU} = q_r / 1,5 = \min(q_{re}/1,5 : q_{rp}/1,5; 1,06 \text{ (MPa)})(8)$

#### III.6.6 Evaluation aux ELS des contraintes et des tassements :

Les méthodes ci-après ne sont a priori valides que si :

- La surcharge apportée au sol entre les colonnes (calculée par lesdites méthodes) reste inférieure à la contrainte admissible pour le sol non traité :
- Les colonnes sont arrêtées sur une couche plus compacte.

Elles sont basées sur les hypothèses d'élasticité du sol et sur la conservation des sections planes horizontales : elles reposent sur la raideur de chaque élément (sol et colonnes).

D'autres méthodes d'utilisation plus délicate sont également disponibles : il convient surtout de retenir les ordres de grandeur obtenus par les cas particuliers ci-après.

#### III.6.6.1 Méthode d'homogénéisation pour les dallages et radiers soumis à un chargement uniforme infini :

Après réalisation des colonnes, le tassement de chaque couche  $i$  au centre de l'ouvrage s'écrit :

$$W_i = \frac{h_i \sigma_t}{a_i E_{col} + \{(1-a_i) E_{si} (1-V_{si}) / (1-V_{si} - 2V_{si}^2)\}} \quad (6)$$

Et la valeur de la contrainte dans la colonne au niveau de la couche  $i$  ( $\sigma_{ci}$ ) peut être donnée par :

$$\sigma_{ci} = \frac{E_{col} \sigma_t}{a_i E_{col} + \{(1-a_i) E_{si} (1-V_{si}) / (1-V_{si} - 2V_{si}^2)\}} \quad (6)$$

Où:

- $a_i$ : pourcentage d'incorporation (rapport des sections), dans la couche  $i$  considérée
- $E_{col}$ : module d'Young de la colonne
- $E_{si}$ : module d'Young de la couche  $i$  considérée
- $V_{si}$ : coefficient de Poisson de la couche  $i$  considérée
- $\sigma_t$ : contrainte verticale moyenne apportée par l'ouvrage
- $h_i$ : épaisseur de la couche  $i$ .

Dans l'hypothèse classique d'une valeur du coefficient de Poisson de 1/3, le module d'Young du sol  $E_s$  est alors égal aux 2/3 du module œdométrique.

Il convient alors de déterminer que ces contraintes restent inférieures aux maxima admissibles:

- $\sigma_{ci} < q_{ai}$

et que le tassement total ( $\sum w_i$ , augmenté le cas échéant du tassement des couches situées sous la base des colonnes) reste inférieur aux valeurs fixées par les conditions d'exploitation.

### III.6.6.2 Cas des colonnes sous semelle à charge verticale et centrée :

• Charges ELS : (8)

Les étapes de calcul sont les suivantes, pour une semelle donnée (de surface  $S_s = B.L$ ), reposant sur  $n$  colonnes (de section unitaire  $S_{col}$ ), sous une surcharge (surfacique)  $q_{ELS}$ .

Etap e	Principe général	Cas particulier : à partir des essais au pressiomètre et/ou au pénétromètre statique
0	<p>On vérifie d'abord la condition :</p> $\{n \cdot S_{col} \cdot q_a + (S_s - n \cdot S_{col}) \cdot Q'u:/3\} > q_{ELS} \cdot S_s$ <p>avec <math>q_a</math> contrainte maximale admissible dans la colonne (voir §5.2) et <math>q'u</math> contrainte de rupture du sol avant renforcement sous charge centrée</p>	<p>Commentaire n°1 : cette valeur de <math>q'u</math> doit être donnée ou validée par le géotechnicien.</p>
1	<p>On calcule le tassement <math>w</math>, sans traitement selon les règles en vigueur : on détermine ainsi :</p> $k_s = q_{ELS} / W_s$	<p>A partir de l'essai pressiométrique</p> $W_s = q_{ELS} (B \cdot A_s / E_c + A_d \cdot B \alpha / E_d)$ <p>avec <math>A_s = \alpha \cdot \lambda c / 9</math></p> $A_d = 1,2 (\lambda d / 0.6) \alpha / 9$ <p>et où <math>E_c</math> et <math>E_d</math> sont les modules pressiométriques équivalents correspondant respectivement aux zones d'influence sphérique et dériatorique.</p> <p>A partir de l'essai au pénétromètre statique:</p> $W_s = C \cdot q_{ELS} \cdot B / E_{sol}$ <p>avec <math>E_{sol} = \alpha c \cdot q_c</math> où <math>\alpha c</math> cf. § 5.5.1 et <math>C = 0.5</math> pour les semelles isolées et 1,1 pour les semelles filantes.</p>
2	<p>, On pose l'équation du tassement de la colonne <math>W_{col}</math> dont la contrainte en tête est <math>q_{col}</math></p> $W_{col} = \beta' \cdot q_{col} \cdot H / E_{col}$ <p>ou <math>H</math> est la hauteur sur laquelle on calcule le tassement. <math>\beta'</math> est un coefficient qui traduit le fait</p>	

	<p>qu'il y a une diffusion des contraintes de la colonne vers le sol. Commentaire N° 1 : Pratiquement, on retient</p> <p><math>H = \min(2,5.\beta : Lc)</math> car plus de 85% du tassement du sol se produit entre 0 et 2,5.B</p> <p>Commentaire N° 2 : En première approche, on retient <math>\beta = 1</math> (pas de diffusion) : quand on peut calculer cette diffusion, on a <math>\beta' = q_{moy}</math> (<math>q_{col}</math> où <math>q_{moy}</math> est la moyenne des contraintes dans la colonne ; pour un sol homogène sur 2,5 <math>\beta</math>. on obtient <math>\beta_{mini} = 0,67</math>)</p>	
3	<p>On en déduit l'expression de la raideur de la colonne : <math>k_{col} = q_{col}/W_{col} = E_{col}/(\beta'.H)</math></p>	
4	<p>On calcule la raideur de l'ensemble « semelle-colonne» sur la hauteur considérée</p> <p><math>k = \{k_s . (S_s - n. S_{col}) + (n. k_{col} S_{col})\} (\beta.L)</math></p>	
5	<p>On en déduit alors :</p> <p>le tassement après traitement sur la hauteur H <math>W_{sH} = q_{ELS}/k</math></p> <p>le tassement final après traitement <math>W_{sf} = WH</math> 0.85</p> <p>la contrainte sous la semelle : <math>q_{sol} = W_{sf}. k_s</math></p> <p>la contrainte dans la colonne : <math>q_{col} = W_{sf}. k_{col}</math></p>	
6	<p>On vérifie alors que l'on reste dans le domaine de validité pseudo-élastique :</p> <p><math>q_{sol} &lt; \text{limite du comportement élastique du sol}</math> et <math>q_{sol} &lt; \text{limite du comportement élastique de la colonne et limitée à ELS}</math></p> <p>et que le tassement final y compris celui des sols sous-jacents est acceptable.</p> <p>Sinon on reprend à l'étape 1 en modifiant le nombre de colonnes, leur diamètre ou la taille de la semelle</p>	<p><math>q_{sol} &lt; k_p. P_{le}/2 + q'0</math></p> <p><math>q_{sol} &lt; k_c. P_{ce}/2 + q'0</math></p>

Tableau 4 - Phases de calcul sous semelle(8)

- Charges ELU :

Pour une semelle donnée (de surface  $S_s = B \cdot L$ ), reposant sur  $n$  colonnes (de section unitaire  $S_{col}$ ), sous une surcharge (surfacique)  $q_{ELU}$ , on doit vérifier :

$$\{n \cdot S_{col} \cdot q_{ELU} + (S_s - n \cdot S_{col}) \cdot q'_{u/2}\} > q_{ELU} S_s$$

### III.6.7 Sollicitations autres que les efforts verticaux centrés :

Soit une semelle de dimensions  $B \cdot L$ , soumise à un torseur d'efforts dont les éléments au centre de la base sont la charge verticale  $Q$  ( $Q = q \cdot B \cdot L$ ), et les moments  $M_x$ , et  $M_y$  :  $L$  est parallèle à l'axe des  $X$ .

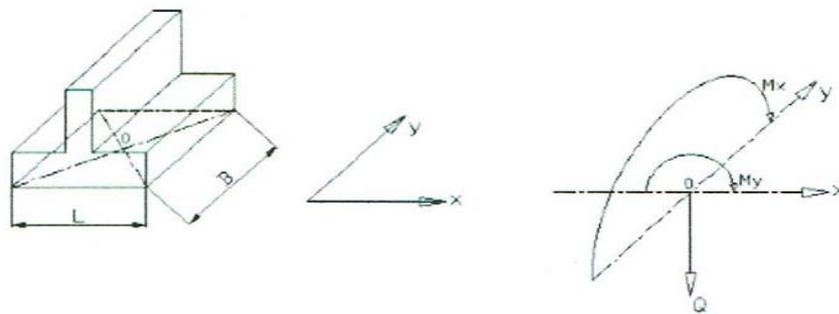


Figure 21 - Orientation des moments(6)

On impose qu'il y ait des colonnes sur plus d'un axe parallèle (à l'ELS et à l'ELU):

- À l'axe des  $x$  dès que  $M_x/Q > B/6$
- À l'axe des  $y$  dès que  $M_y./Q > L/6$ .

Cette méthode aborde de différentes façons la question : nous exposons ci-après une méthode simplifiée.

#### III.6.7.1 Méthode simplifiée :

On majore la valeur de  $M_x$  d'un facteur  $\psi_x$  qui vaut :

- 1.25 s'il y a des colonnes sur plusieurs axes parallèles à l'axe des  $x$
- et 1.5 dans le cas contraire (toutes les colonnes alignées sur l'axe des  $x$ ).
- 

On majore la valeur de  $M_y$ , d'un facteur  $\psi_y$ , qui vaut :

- 1.25 s'il y a des colonnes sur plusieurs axes parallèles à l'axe des  $y$ :

- et 1.5 dans le cas contraire (toutes les colonnes alignées sur l'axe des y).

Les excentricités  $e_y = \psi_x \cdot M_x/Q$  et  $e_x = \psi_y \cdot M_y/Q$  doivent vérifier :

$$e_x < d_x \text{ et } e_y < d_y(6)$$

	$d_x$	$d_y$
ELS quasi-permanent	$< L/6$	$< B/6$
ELS rare	$< L/4$	$< B/4$
ELU	$< L/2,2$	$< B/2,2$

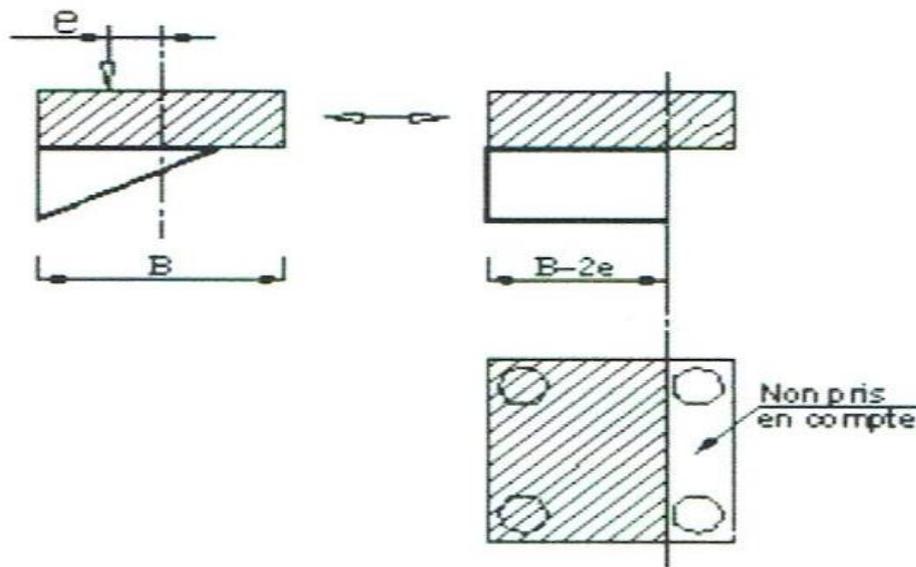
**Tableau 5- Seuils d'excentricité (uniquement applicables dans les cas suivants  $M_x = ()$  et  $M_y \neq 0$  ou  $M_x=0$  et  $M_y = 0$ )(6)**

On se ramène alors à une répartition rectangulaire équivalente (Meyerhof)  $q'$  :

$$q' = q \cdot B \cdot L/S_r$$

Avec  $S_r = (B - 2 \cdot e_y) \cdot (L - 2 \cdot e_x)$

On peut ensuite appliquer les méthodes simplifiées à la partie comprimée de la semelle.(6)



**Figure 22 - Prise en compte des colonnes sous les zones comprimées(8)**

Pour qu'une colonne soit prise en compte dans le calcul, il faut vérifier qu'elle se situe dans la partie du sol entièrement comprimée. La majoration par y de 1.25 et/ou 1,5 permet de s'affranchir de cette vérification en pré-dimensionnement.(6)

On doit vérifier que sous ELS rare 75 % de la surface de la semelle reste comprimé, que sous ELS quasi permanent 100 % de la surface reste comprimé et que sous ELU environ la moitié du nombre des colonnes reste sous la surface entièrement comprimée  $S_r$ .

### III.6.8 Autres méthodes :

D'autres méthodes (sans majoration de  $M_x$  et  $M_y$ .) sont possibles : il faut alors vérifier que la contrainte de référence du sol  $q'_{ref}$  après calcul de répartition des contraintes appliquée sous la semelle reste dans le domaine de validité des formules de tassement.

$$q'_{ref} = (3 \cdot q_{max} + q_{min})/4, \text{ ou } q'_{ref} = Q/(B - 2 \cdot e_y)/(L - 2 \cdot e_x) \quad (8)$$

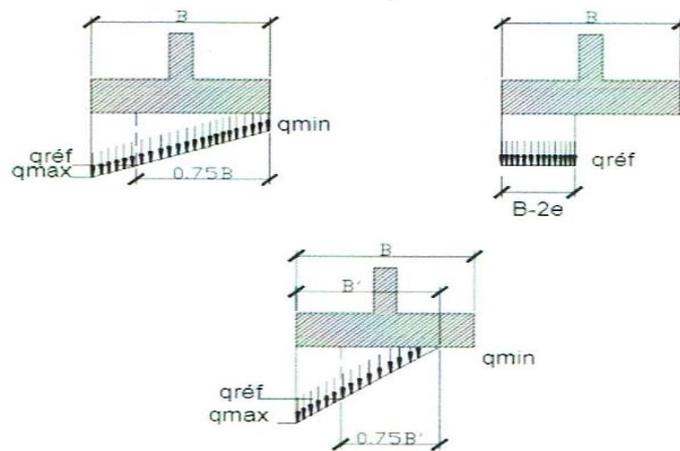


Figure 23 - Calcul de  $q'_{ref}(6)$

### III.6.9 Cas particulier des ouvrages en terre (chargement uniforme) :

Le calcul des colonnes ballastées sous les ouvrages en terre s'effectue comme pour le calcul des colonnes sous radiers et dallages soumis à une charge uniforme.

Ces ouvrages peuvent nécessiter la vérification de la stabilité vis-à-vis du glissement généralisé

Dans ce cadre, il y a lieu de distinguer :

- le modèle initial correspondant au début de chargement sans aucun report de charge
- le modèle progressif de transfert de charge (phase de drainage);
- le modèle final issu du report définitif de charge (fin de drainage).

Dans ce cadre, PRIEBE (1978) propose des solutions d'homogénéisation qui, d'après MITCHEL (1981), peuvent être appliquées à long terme (modèle final de transfert de charge) permettant d'obtenir un modèle homogène équivalent simplifié

Cette approche simple ne permet pas de tenir compte du mécanisme de transfert de charge et peut sous-estimer le coefficient de sécurité lorsque le taux d'incorporation croît.

### III.6.10 Autres méthodes d'évaluation :

#### III.6.10.1 Approche numérique aux éléments finis :

La méthode des éléments finis consiste à discrétiser le modèle géométrique « fini » (sol + colonnes) en sous-ensembles de référence à partir de conditions aux limites en déplacement et en contraintes pour construire une matrice de rigidité globale

On calcule ensuite, pour une loi de comportement donnée et pour chaque cas de chargement étudié, les déplacements, les déformations et les contraintes en tout point du modèle défini.

Cette méthode a l'avantage d'appréhender tous les paramètres du modèle retenu (déplacements, déformations, contraintes, iso-valeurs des paramètres et zones de plastification préalable).

Néanmoins, elle nécessite une attention particulière quant à la modélisation des colonnes et des conditions aux limites : les résultats dépendent fortement du modèle rhéologique et de ses paramètres géomécaniques (en particulier, module d'Young, coefficient de Poisson,  $C_c$   $C_s$ , ...). Dont on rappelle qu'ils doivent être validés par le géotechnicien.(8)

#### **III.6.10.2 Méthodes d'homogénéisation :**

Les méthodes d'homogénéisation présentent l'avantage de simplifier le milieu « composite sol + colonnes » afin d'obtenir un modèle simple où le milieu traité est réduit à un milieu homogène équivalent.

La technique d'homogénéisation simplifiée a été utilisée d'abord par PRIEBE en 1978 pour les calculs de stabilité des ouvrages en terre sur sols mous traités par colonnes ballastées.(8)

### **III.7 Incidences éventuelles sur les calculs de structure :**

#### **III.7.1 Dallage sur matelas de répartition**

Plusieurs méthodes de calculs des sollicitations dans les structures sont possibles.

#### **III.7.2 Méthode simplifiée à partir des coefficients de réaction :**

Le modèle fournit une distribution de ressorts surfaciques équivalents à l'ensemble « matelas + sol renforcé ». Dans la pratique, cette distribution peut être décrite par deux types de valeurs, celle applicable à l'aplomb et autour de la colonne définie par une pente  $2V/1H$  depuis le sommet de la colonne, et celles applicables dans la surface complémentaire.

La structure est assimilée à une poutre ou une plaque sur appuis élastiques dont les valeurs par zones sont déduites du calcul précédent

Pour les dallages, l'étendue du modèle de la plaque doit tenir compte de la position des joints et des conditions limites au bord. Les vérifications doivent couvrir l'ensemble des cas de charges verticales (ponctuelles et réparties).

Le dimensionnement de la structure doit s'appuyer sur un modèle apte à rendre compte des interactions sol-structure.

### III.7.3 Autres méthodes

Parmi ces autres méthodes, on peut citer.

- La méthode enveloppe « des moments additionnels » La méthode consiste à définir des termes correctifs liés à la présence des colonnes, qui sont à ajouter, sous forme d'enveloppe, aux sollicitations du dallage (moment fléchissant) calculées par l'annexe C de la norme NF P 11 213-1 en partie courante, en bordure et en angle de panneaux, sur un sol homogénéisé équivalent. Ces termes correctifs sont au nombre de deux :
  - Un terme représentant l'influence des colonnes sur un dallage continu :
  - Un terme représentant l'interaction entre les colonnes et les joints
- Les calculs aux éléments finis (7)

### III.7.4 Semelle ou radier avec ou sans matelas de répartition

Pour le calcul du ferrailage des semelles filantes ou des radiers, il faut prendre en compte les différences de raideur entre le sol et les colonnes et les différents cas de charges.

## III.8. Contrôles et réception :

### III.8.1 . Contrôles en cours d'exécution :

#### III.8.1.1 Essais d'étalonnage :

Au démarrage de tout chantier de colonnes ballastées, l'entreprise doit effectuer des essais d'étalonnage destinés à valider le choix du matériel et à vérifier la conformité des réactions du sol avec les prévisions (profondeurs atteintes, consommations, soulèvements éventuels, influence des vibrations, etc.).

Dans le cas où l'étude de sol préalable ferait ressortir des hétérogénéités marquées dans les profondeurs, nature ou caractéristiques des couches à traiter, il conviendra de procéder à des étalonnages dans chacune des différentes zones mises en évidence.

Ces essais seront réalisés de préférence au voisinage des sondages de l'étude géotechnique. (5)

#### III.8.1.2 Essais d'information :

Pour une colonne sur 50 (avec un minimum de 3 par ouvrage), il sera fourni les paramètres d'exécution des colonnes ballastées : profondeur, énergie consommée, volume global de matériau incorporé.

### III.8.2 Essais de réception

Ces essais, qui sont à la charge, sauf stipulation contraire du marché, de l'entreprise qui exécute les travaux, comprennent selon le tableau ci-joint :

- Contrôle du diamètre de la colonne
- Contrôle de la continuité, en cas de défaut d'enregistrement
- Contrôle de la compacité :
- Essai de chargement

Les résultats sont regroupés dans le dossier de récolement.

En outre, la tolérance d'exécution est vérifiée à raison d'une colonne pour 80 pour les dallages et radiers par sondage et pour toutes les colonnes sous semelle. (5)

**III.8.2.1 Fréquence Essais Fluide de lançage EAU**

Fluide de lançage	EAU		AIR	
	Avec enregistrement	Sans enregistrement	Avec enregistrement	Sans enregistrement
Contrôle du diamètre	1 par tranche de 50 colonnes jusqu'à 100, minimum 3 au-delà			
Contrôle de la continuité	1/50	1/20	Seulement en cas d'anomalie	1/50
Contrôle de la compacité	1/80 sous dallage ou radier + 1/20 sous massif avec un minimum de 5			
Essai de chargement	1 essai jusqu'à 800 m et un autre par tranche au-delà		1 essai jusqu'à 2 000 m et 400 colonnes et un autre au moins au-delà.	

**Tableau 6 - Fréquence des essais(8)**

- Pour les chantiers de moins de 1 000 m de colonnes ballastées par voie sèche (800 m par voie humide). on peut ne pas procéder à un essai de chargement mais, dans ce cas, la contrainte admissible sera minorée d'un coefficient égal à 1.5

**III.8.2.2 Contrôle du diamètre :**

Le dégarnissage sera réalisé sur des colonnes hors ouvrage, sur les différentes couches dont la profondeur permet la vérification.

Pour des raisons de faisabilité, ce dégagement se fera souvent en tête de colonne, sur une profondeur minimale de 1 m sous la plate-forme.

### **III.8.2.3 Contrôle de continuité**

Le pénétromètre statique norme NF P 94.113 est adapté à cette vérification ; le pénétromètre dynamique NF P 94.114 peut éventuellement être utilisé.

### **III.8.2.4 Contrôle de compacité**

Il est réalisé à l'aide d'un pénétromètre statique norme NF P 94.113.

Ce contrôle doit descendre 1 m sous la base de la colonne, sauf refus sur la couche d'assise.

la caractéristique minimale en tout point de l'axe de la colonne à partir de 1 m de profondeur doit être égale à :

$$q_{cm} = 10 \text{ MPa}$$

### **III.8.2.5 Essai de chargement :**

C'est un essai de chargement à 1.5 fois la charge ELS de la colonne QN sur une colonne de l'ouvrage.

L'essai de chargement nécessite la mise en place d'une semelle en tête de la colonne préalablement arasée sous le matelas de répartition. La surface de la semelle doit rester inférieure à 2.5 fois la section théorique de la colonne.

L'essai est de type à effort contrôlé, exécuté en compression, il consiste à mesurer l'enfoncement de la tête de la colonne (à l'aide de deux ou trois comparateurs) soumise à une charge verticale.

Cette charge est appliquée progressivement en six paliers :

- QN/4. QN/2,3 QN/4. QN/ 5 QN/4 et 3 QN/2

A chaque palier, les mesures de déplacement sont prises aux temps suivants :

- 1.2. 4. 8. 15. 30. 45 et 60 minutes ou jusqu'à stabilisation des comparateurs.(5)

## **LEXIQUE**

Maille de référence : C'est la surface de l'emprise de l'ouvrage divisée par le nombre de colonnes situées sous celui-ci.

Taux de substitution (ou pourcentage d'incorporation) : C'est le rapport de la section de la colonne à la maille : il peut varier avec la profondeur.

Colonne ballastée pilonnée : Elle est obtenue par battage d'un tube obturé à sa base jusqu'à la profondeur recherchée. Le matériau est introduit par petites quantités en tête de tube et compacté au fur et à mesure par pilonnage en pied. Le tube est remonté petit à petit de sorte

que le volume incorporé, toujours supérieur au gabarit du tube, est conforme au diamètre de calcul. Le diamètre du tube est choisi selon les caractéristiques du sol et de la colonne. Le poids du pilon est adapté à ce tube. L'énergie est modulée en faisant varier la hauteur de chute.

Colonne ballastée par voie sèche : Elle est obtenue par introduction dans le sol d'un vibreur radial jusqu'à la profondeur recherchée. Le matériau est refoulé dans le sol et compacté par ce vibreur, par passes successives. L'énergie mise en œuvre et la vitesse de remontée sont adaptées au diamètre et à la compacité retenue dans le calcul. L'entraînement du vibreur peut être soit électrique. Soit hydraulique. Par ailleurs, le remplissage s'effectue soit par la base, au moyen d'un tube latéral fixé au vibreur, soit par le haut.

Colonne ballastée par voie humide : Dito colonne ballastée sèche, mais l'enfoncement est facilité par un lançage à l'eau (douce ou de mer).

Colonne ballastée à sas : Colonne ballastée dont le remplissage en matériau s'effectue par la base, avec application constante d'une pression d'air sur le ballast, sauf pendant le remplissage du tube d'apport.

Excentration : Distance entre l'implantation théorique de la colonne et le centre de la colonne telle qu'exécutée.

## 1. Présentation du projet :

Le projet concerne la construction d'une nouvelle gare maritime port d'Annaba. L'ouvrage principal de la nouvelle gare maritime est composé de trois bloc A, B et C.

Les Blocs A et C ont une surface d'environ 1700m<sup>2</sup> (35.10mX48.40m) et le Bloc B aura une surface d'environ 1400m<sup>2</sup> (35.1mX48.4m).

L'ouvrage principal est R+3 sans sous-sol fondé sur un radier général d'épaisseur 1.25m.(14)

## 2. Caractéristiques des ouvrages :

### 2-1 Dispositions générales :

Les caractéristiques principales du projet sont récapitulées ci-dessous :

- Type de bâtiment : gare maritime en R+3 sans sous-sol ;
- Surface :  $\approx 4875\text{m}^2$  ;
- Niveau +0.00 de l'ouvrage : 2.00NGA ;
- Niveau moyen du TN : entre 1.48 et 2.00 NGA
- Assise du radier : 1.25m/0.00 soit à la cote 0.75 NGA
- L'épaisseur du radier a été portée à 1.25m ;
- Remblai apport : aucun ;
- Niveau plateforme de travail : -1.45m/0.00 soit à la cote 0.55 NGA
- Epaisseur totale du matelas de répartition : 0.6cm sous le radier.

Le bâtiment principal est destiné à être fondé superficiellement par l'intermédiaire d'un radier d'épaisseur 1.25m. Le radier reposera sur un renforcement de sol par colonnes ballastées avec localement des colonnes INSER en béton sous la trame des poteaux. Le schéma suivant illustre la situation : (14)

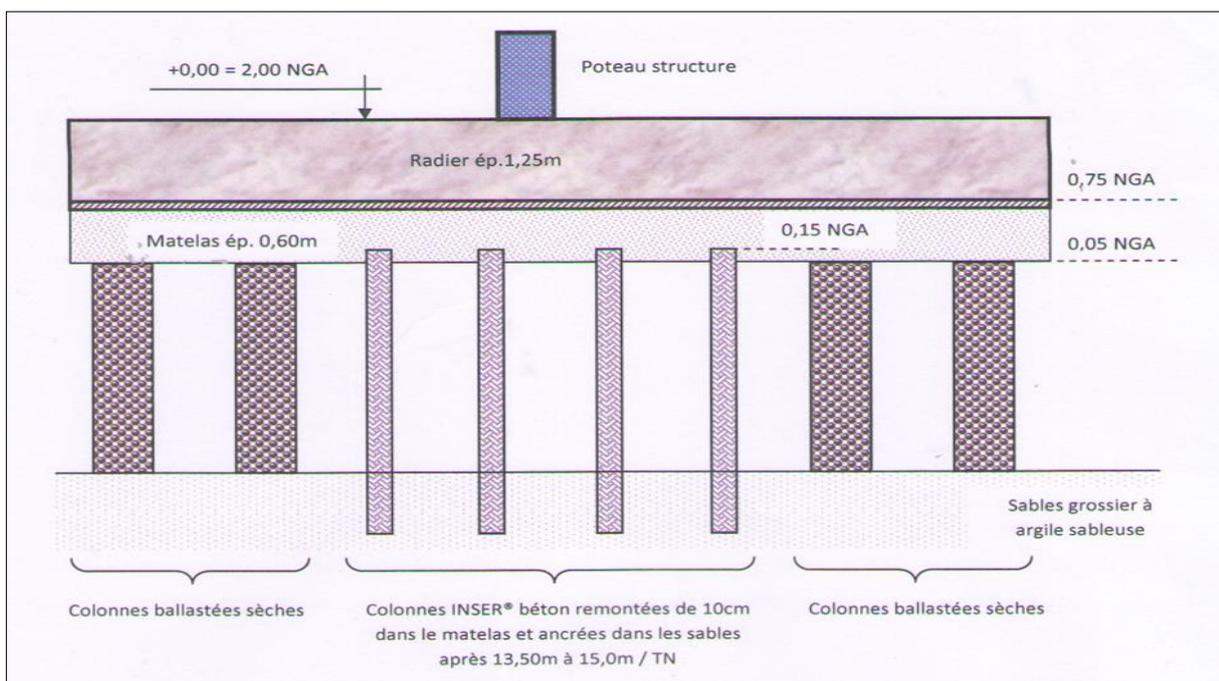


Figure 24 – Présentation du model sous poteau (09)

**2.2 Descente de charges :**

Les descentes de charges issues par l'ingénieur de structure sont les suivants :

Eléments	Pds l'ELS (KN) Infrastructure	Pds l'ELS (KN) superstructure	Surfaces m <sup>2</sup>
BLOC A	69031	47950.75	1683
BLOC B	58996	49835.5	1428.5
BLOC C	68290	46910.5	1762

**Tableau 7 - Descente de charges par blocs (15)**

Le tableau suivant récapitule les contraintes retenues :

Eléments	Pds l'ELS (KN) Infrastructure	Pds l'ELS (KN) superstructure	Surfaces m <sup>2</sup>	Charge totale (KN)	Contrainte moyenne (KPA)
BLOC A	69031	47950.75	1683	116982	60
BLOC B	58996	49835.5	1428.5	108832	29.7
BLOC C	68290	46910.5	1762	133201	31.2

**Tableau 8 - les contraintes retenues (15)**

**2.3 Emprise des travaux :**

Les travaux de renforcement de sol seront réalisés sous le bâtiment principale (BLOC A,B et C) (9)

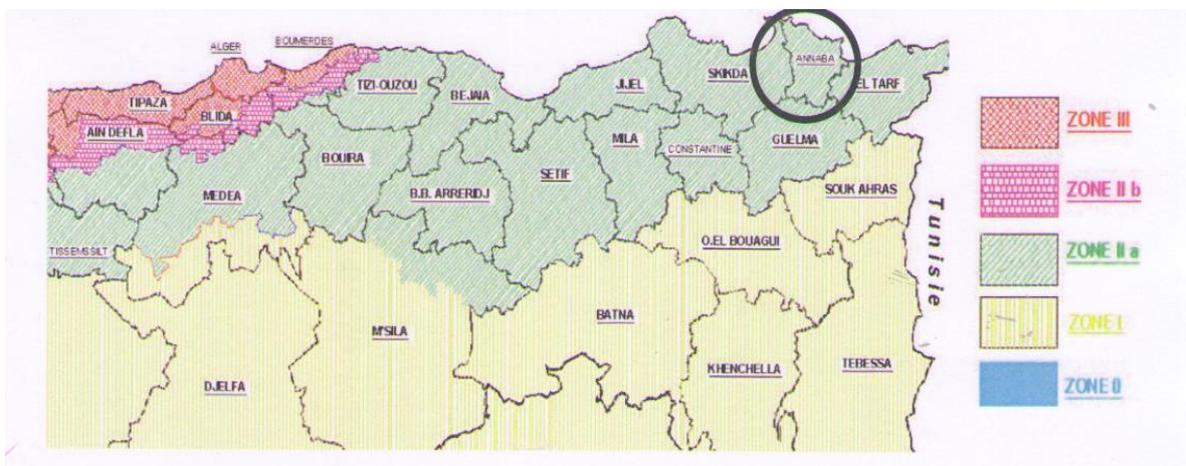
**2.4 Objectif du traitement :**

Les travaux de renforcement de sol permettront de garantir :

- Portance du sol renforcé : admissible ;
- Tassement absolu prévisible ≤5.0cm . (9)

**2.5 Contexte sismique :**

Les règles parasismiques Algériennes RPA classent Annaba en zone II a (sismicité moyenne) comme le montre le schéma suivant :



**Figure 25 – Classement parasismique de la zone d'Annaba (10)**

L'ouvrage correspond un ouvrage du groupe 1B. Par analogie, il s'agit d'un ouvrage de catégorie d'importance III(11).

Le coefficient d'accélération de zone a s'élève donc à 2.0m/s<sup>2</sup>.

**Tableau 9 - coefficient d'accélération de la zone du projet (9)**

GROUPE	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.4
1B	0.12	<b>0.20</b>	0.25	0.3
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Donc :

Les règles sismiques s'appliquent au projet

Les différents sondages au STP et les corrélations avec le pénétromètre montrent la présence, sur plus de 3m, d'argile molle.

Le RPA classe ainsi ses sols en catégorie S4 (site très meuble).

**2.6 Caractéristiques géométrique retenue :**

Cote	Profondeur	faciès	N <sub>stp</sub>	q <sub>c</sub> <sup>*</sup>	E <sub>oed</sub> <sup>***</sup>	E <sub>m</sub> <sup>**</sup>	φ <sub>CBS</sub>	q <sub>s</sub>
NGA	m			MPa	MPa	Mpa	m	KPa
TN(≈1.7)à-1.30	TN à3.00	Remblais de graves concassés et de sable	10	4,0	15,00	5,0 (α = 1/3)	0,55	68
-1.30à-3.8	3.00à5.50	Limon avec traces de sables et argile	4	1,2	3,6	2,0 (α = 1/2)	0,65	36
-3.8à-12.30	5.50à14.00	Limon avec traces de sable et argile	2	0,6	1,8	1,0 (α = 1/2)	0,8	20
-12.30à18.30	14.00à20.00	Sable grossier à argile sableuse	20	8,0	30,0	10,0 (α = 1/3)		111
-18.30à-23.30	20.00à25.00	Sable grossier à argile sableuse	30	12,0	44,0	15,0 (α = 1/3)		
<-23.30	>25.00	Sable grossier à argile sableuse	>35	>14,0	48,0	17,5 (α = 1/3)		

**Tableau 10 - Caractéristiques géométrique retenue (9)**

- \* Corrélation entre le STP et le CTP selon Maurice cassan , en retenant q<sub>c</sub>=0,4 N dans les sables et q<sub>c</sub>=0,3 N dans les limon. Cette relation utilisée par Meyerhof [60].
- \*\* Selon les corrélation du LCPC , N<sub>SPT</sub>=2<sup>E</sup><sub>m</sub> dans les limons et les sables
- \*\*\* Valeur la plus faible entre les corrélations du préssiomètre et les corrélations avec le CTP ;



## 2.7 Caractéristiques des couches de sol :

Identific- ation de couche	Méthode de calcul	Type de sol	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (KN/m <sup>3</sup> )	$K_x$ m/jour	$K_y$ m/jour	$\psi$	$E_{oed}$ KN/m <sup>2</sup>	$C$ KN/m <sup>2</sup>	$\phi$ °	NNP (m)	$Q$ KN/m <sup>2</sup>
Remblai	Mohr-coulomb	Plastique drainé	16	20	1	1	0,33	15000	1	35	1,3	60
Limons 01	Mohr-coulomb	Plastique non drainé	8,5	10	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-3</sup>	0,33	36000	5	25	1,3	60
Limons 02	Mohr-coulomb	Plastique non drainé	8	10	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-3</sup>	0,33	18000	3	23	1,3	60
Sable 01	Mohr-coulomb	Plastique drainé	10	11	1	1	0,33	30000	1	35	1,3	60
Sable 02	Mohr-coulomb	Plastique drainé	11	14	1	1	0,33	44000	1	38	1,3	60
Sable 03	Mohr-coulomb	Plastique drainé	11	14	1	1	0,33	44000	1	38	1,3	60
Sable 04	Mohr-coulomb	Plastique drainé	11	14	1	1	0,33	48000	1	40	1,3	60

Tableau 13 - Caractéristiques des couches de sol (13)

## 2.8 Caractéristiques du matelas de répartition : (9)

- Module  $E_{v2}=50\text{MPa}$
- Angle de frottement interne  $\phi=36^\circ$
- Cohésion  $C=0\text{KPa}$

## 2.9 Niveau de la nappe phréatique :

Le niveau de l'eau à la cote 0,00 NGA , soit à 1,3 m de profondeur /TN. (13)

### 3. Traitement par colonnes ballastées :

#### 3.1 Caractéristiques générales :

Les colonnes ballastées sont des inclusions souples constituées de matériaux granulaires, sans cohésion, mis en place par refoulement dans le sol et compactés par passes successives.

- Augmentation de la capacité portante du sol
- Réduction des tassements
- Homogénéisation des caractéristiques géotechniques
- Augmentation de la vitesse de consolidation par la création d'éléments drainant
- Augmentation des caractéristiques équivalentes du massif

#### 3.2 Caractéristiques des matériaux constitutifs :

Les colonnes ballastées sont constituées de gravier conforme aux recommandations du CFMSM et sont caractérisées par :

- Un module de Young  $E_y = 60\text{MPa}$
- Un angle de frottement  $\phi = 38^\circ$  (roulé)
- Un coefficient de poisson  $\nu = 0,33$ .

#### 3.3 Caractéristiques des colonnes ballastées :

profondeur	$\delta$	$\phi$	C	D	Module de YOUNG
M	KN/m <sup>3</sup>	°	KN/m <sup>2</sup>	m	MN/m <sup>2</sup>
-1,70	21	38	0,00	0,00	100,0
-0,65	21	38	0,00	0,00	100,0
-0,05	21	38	0,00	0,55	100,0
0,00	11	38	0,00	0,55	100,0
1,30	11	38	0,00	0,65	100,0
3,80	11	38	0,00	0,80	100,0
12,30	11	38	0,00	0,00	100,0
18,30	11	38	0,00	0,00	100,0
20,00	11	38	0,00	0,00	100,0
23,30	11	38	0,00	0,00	100,0

Tableau 14 - Caractéristiques des colonnes ballastées (9)

#### 3.4 Caractéristiques du traitement :

##### a-Longueur :

Les colonnes ballastées seront descendues jusqu'au refus du vibreur au toit de la formation des sables grossiers rencontrés à partir de 13,5 à 15.0m de profondeur /TN.

Les valeurs sont indicatives car le traitement devra adopter en cours de chantier, en fonction des variations de compacité rencontrées.

**b-Diamètre :**

Les diamètres des colonnes peuvent varier de :

- 0,5m à 0,7m dans les horizons peu compressibles
- 0,7m à 0,9m dans les horizons compressibles
- 

**c-Implantations : (selon l'étude keller )**

Les colonnes ballastées ont été placées en zone courante du radier (hors zone d'impact des poteaux) avec un maillage de 2,00X2,00 m.

Les colonnes inser ont été placés dans la zone d'impact des poteaux avec un maillage de 1,50X1,50 m.

Le schéma suivant illustre la situation : (9)

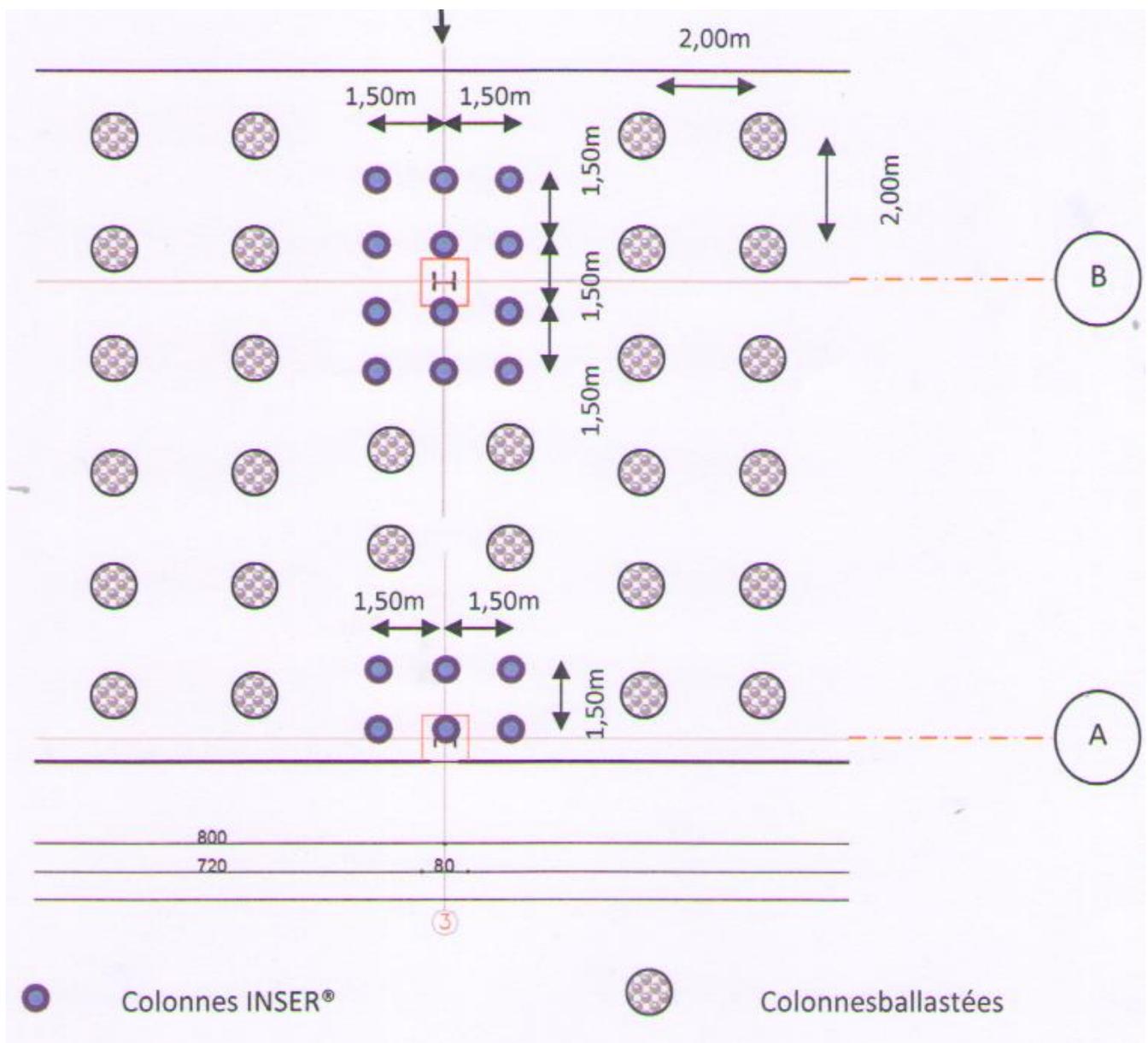
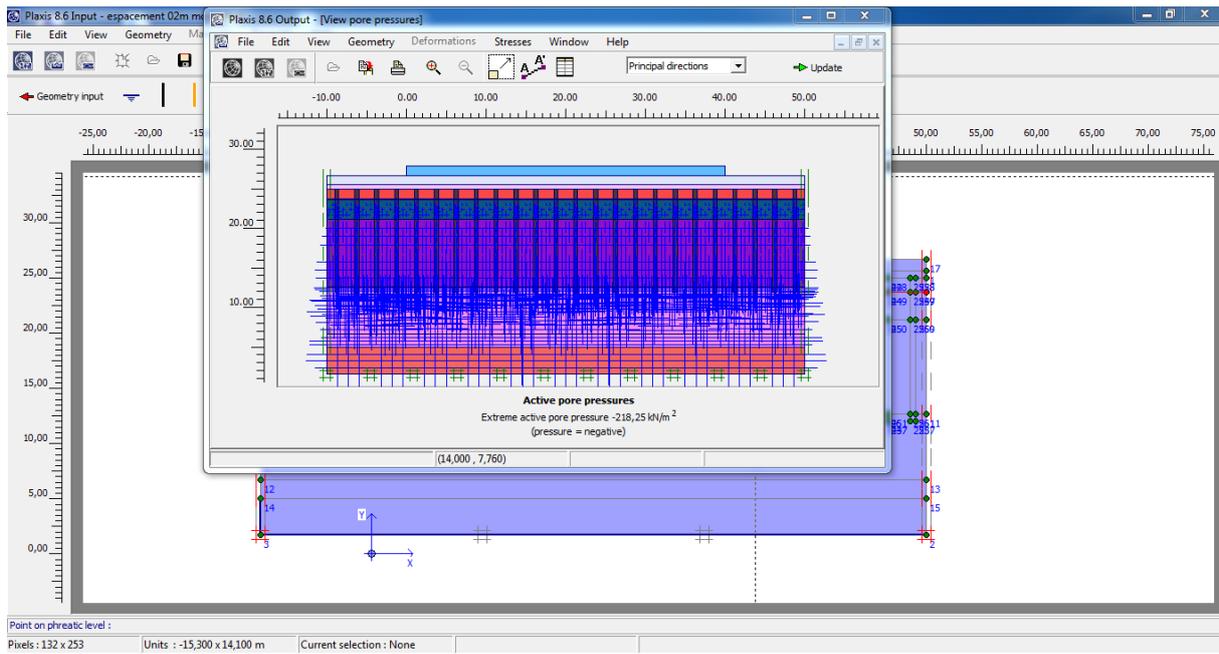
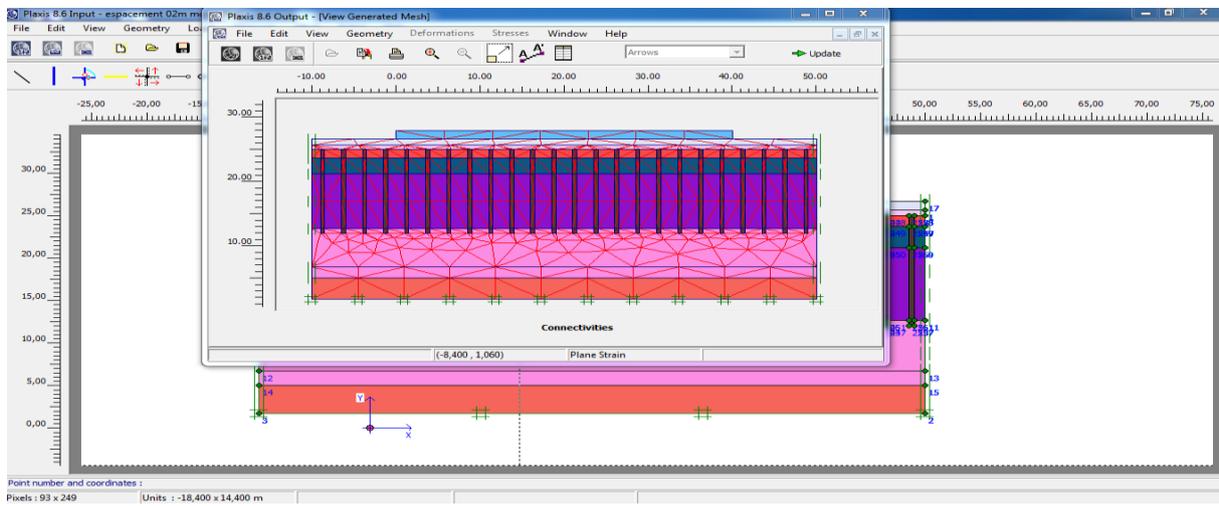
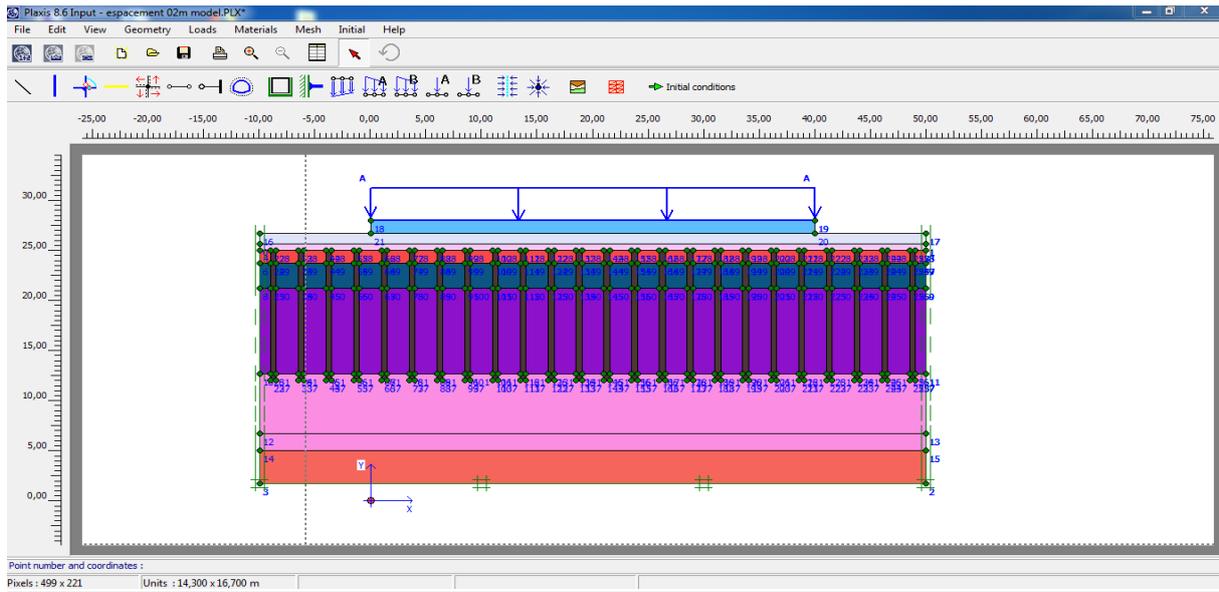
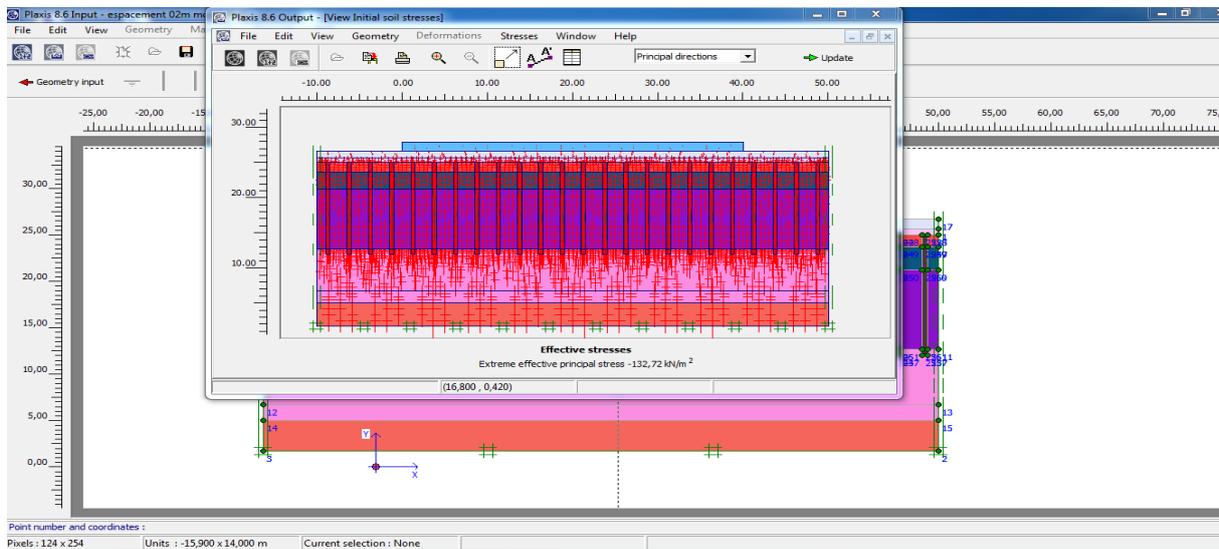
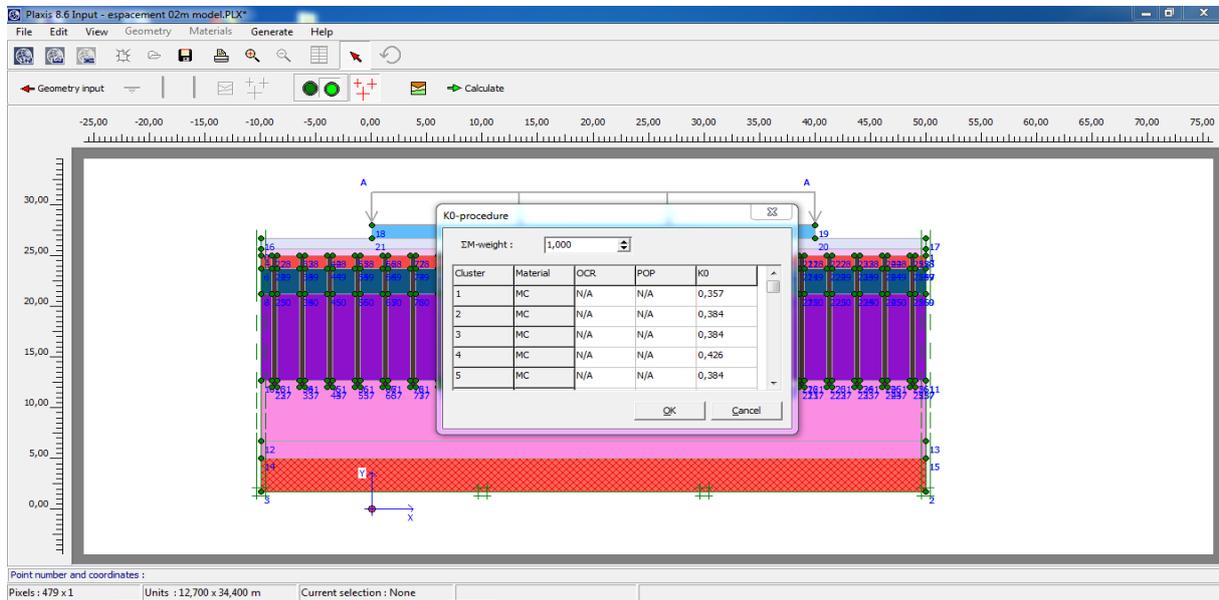
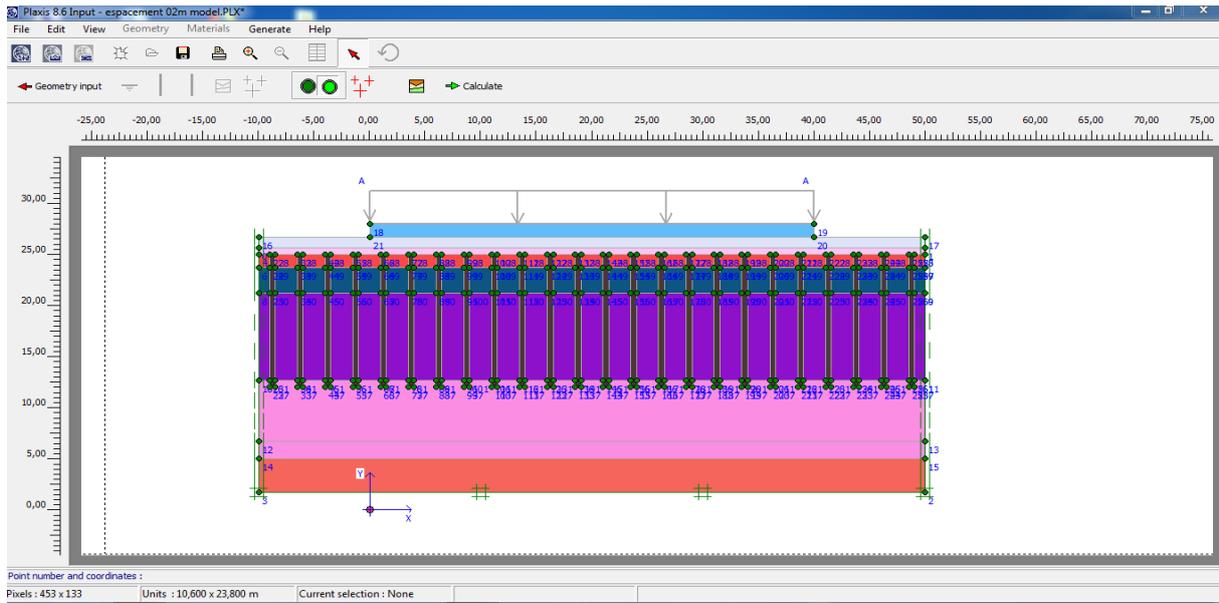
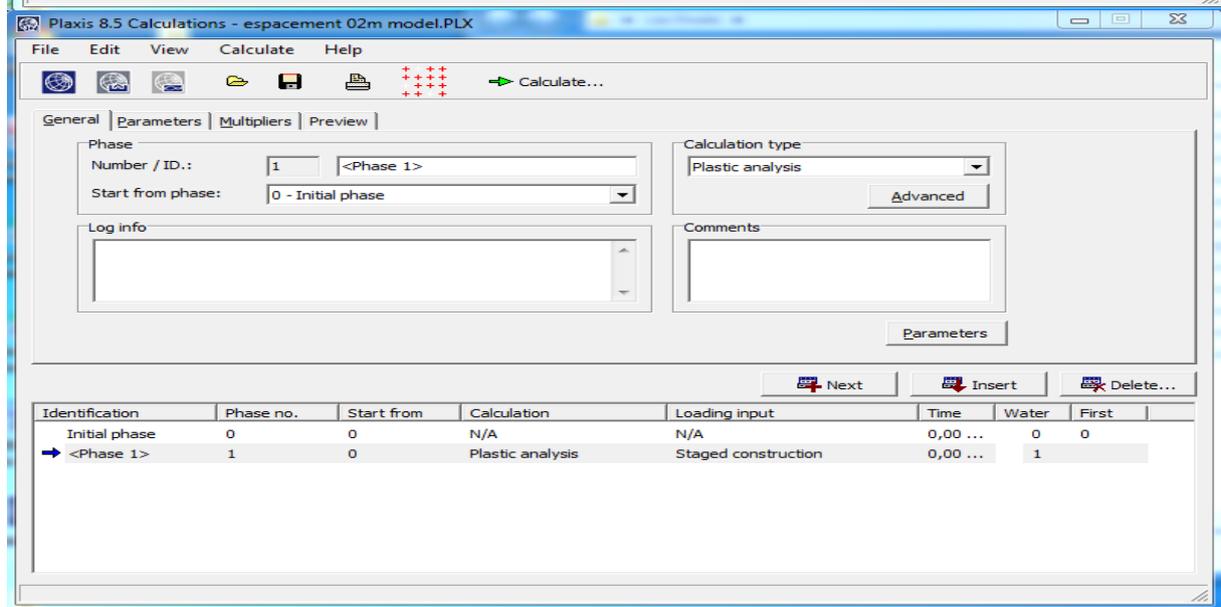
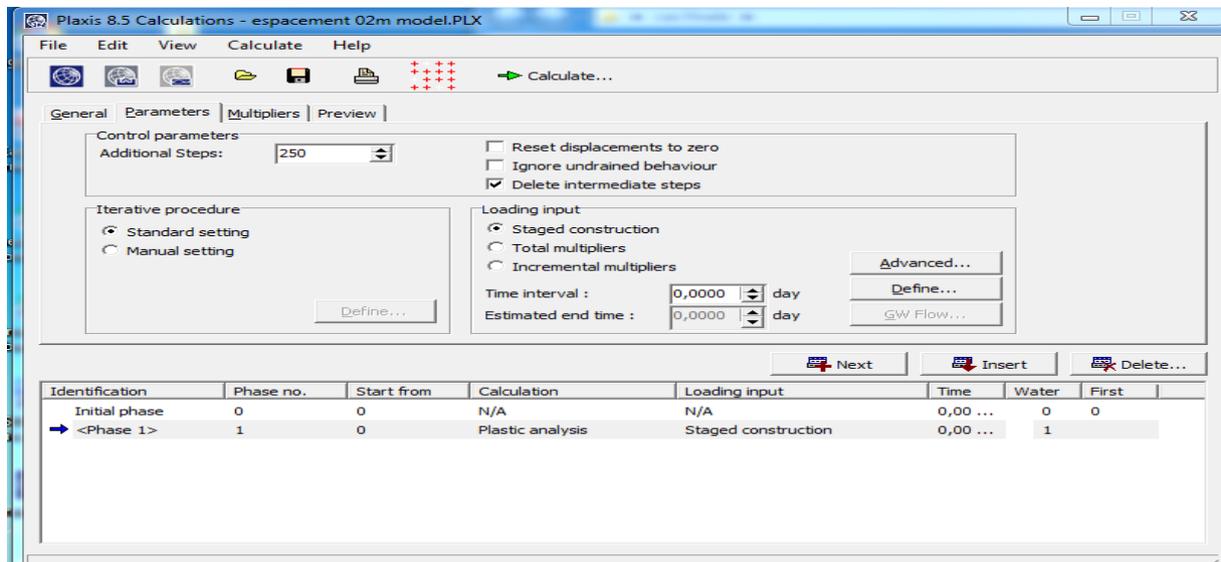
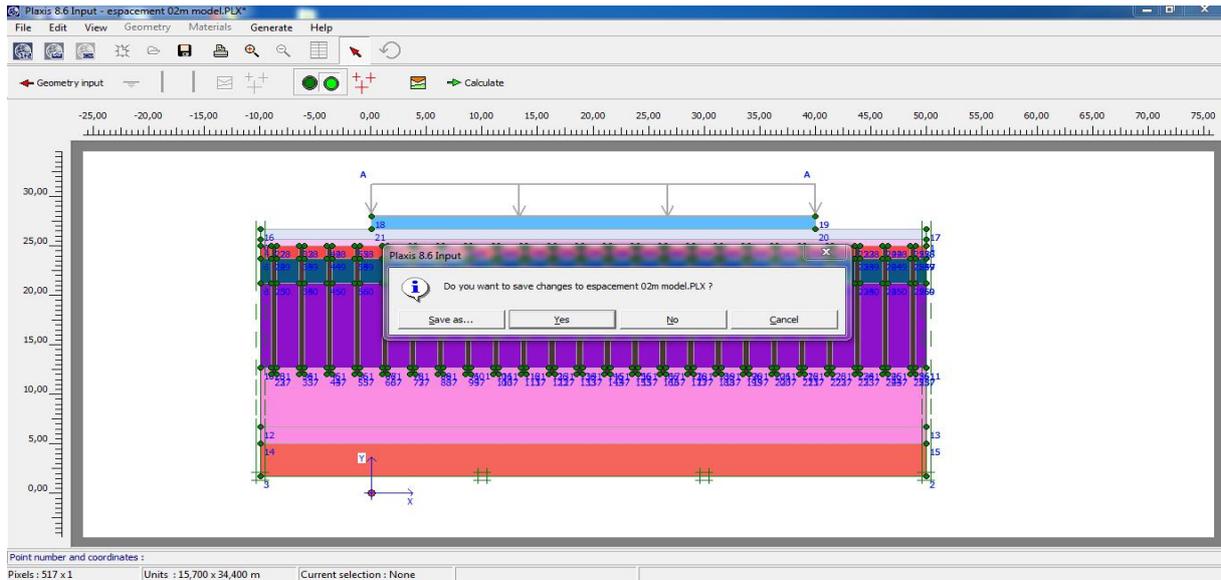
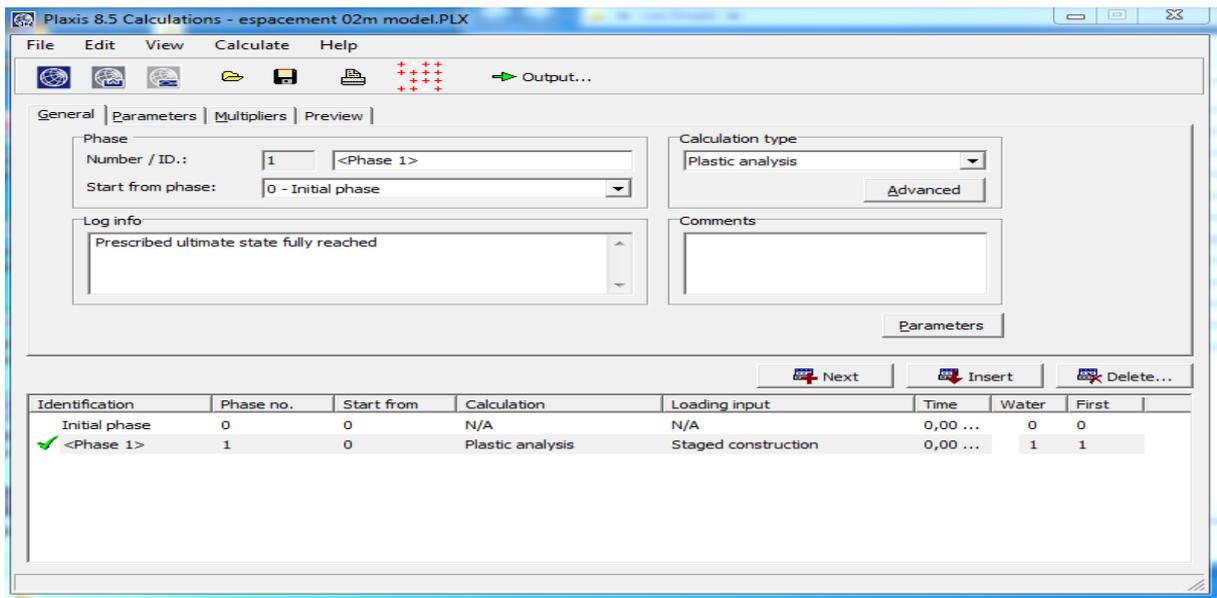
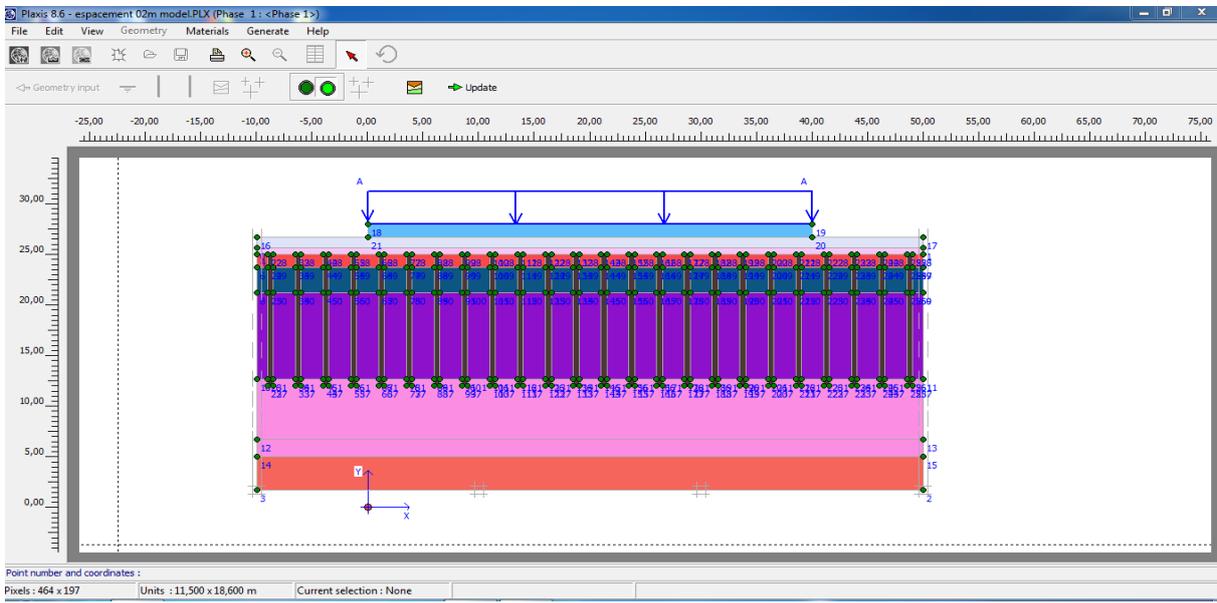
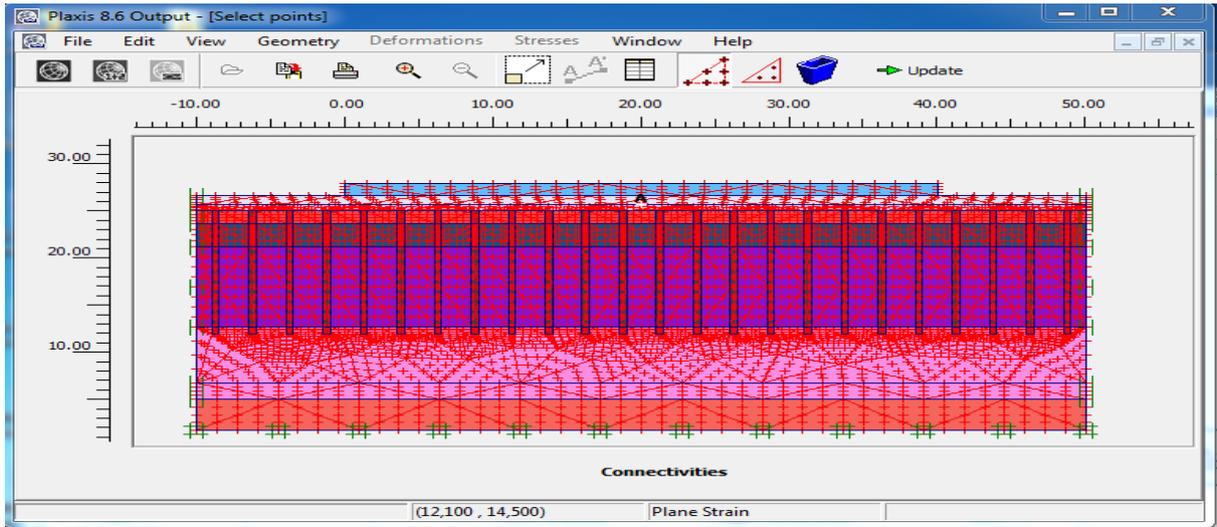


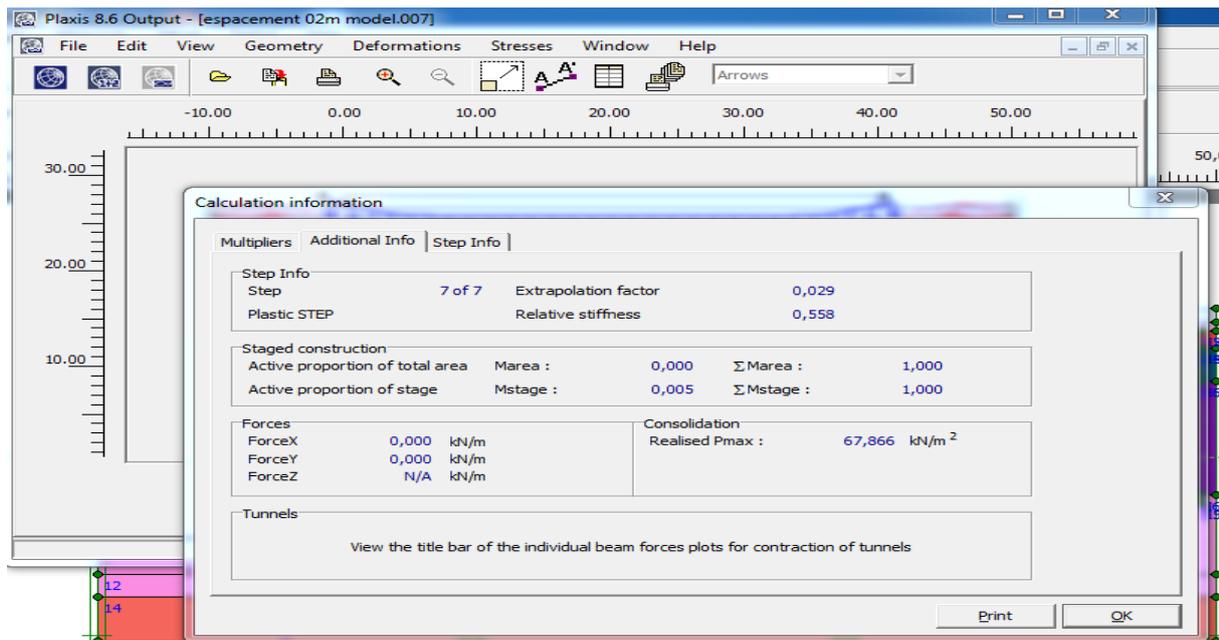
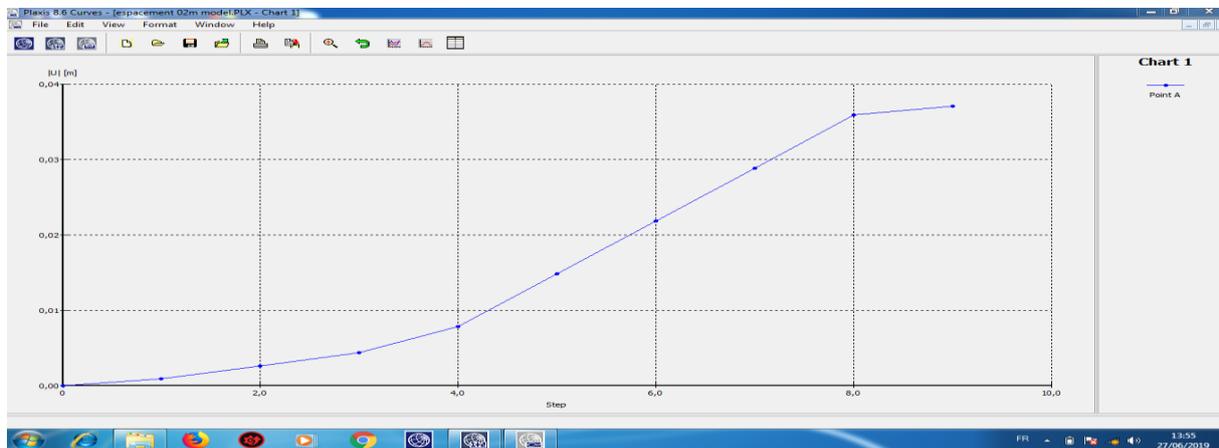
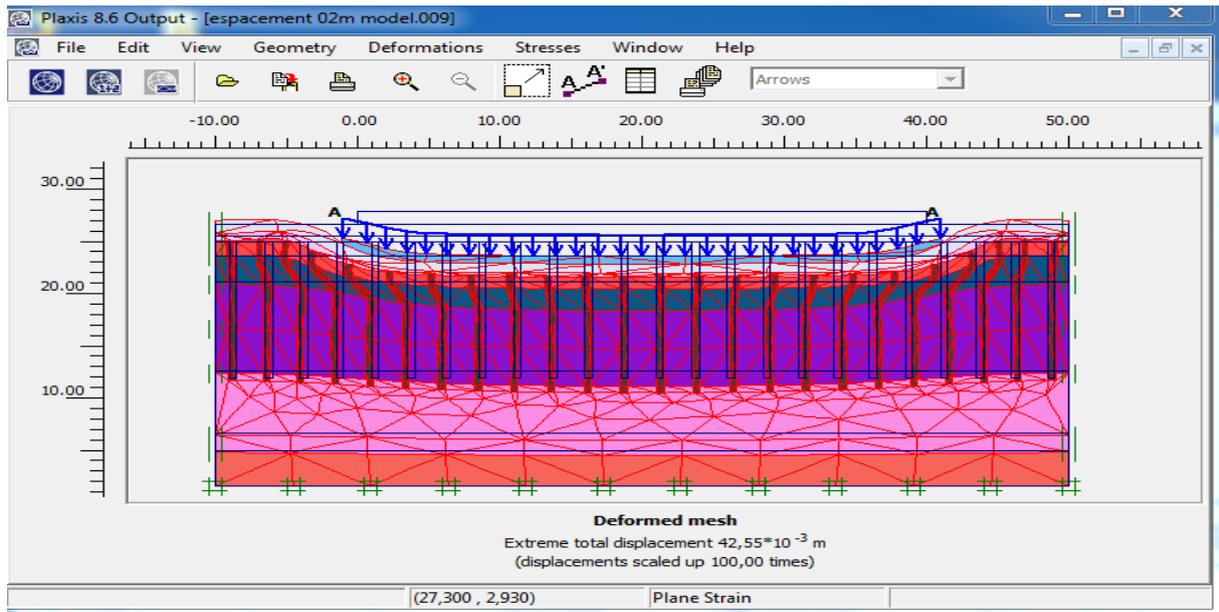
Figure 26 – Implantations (09)

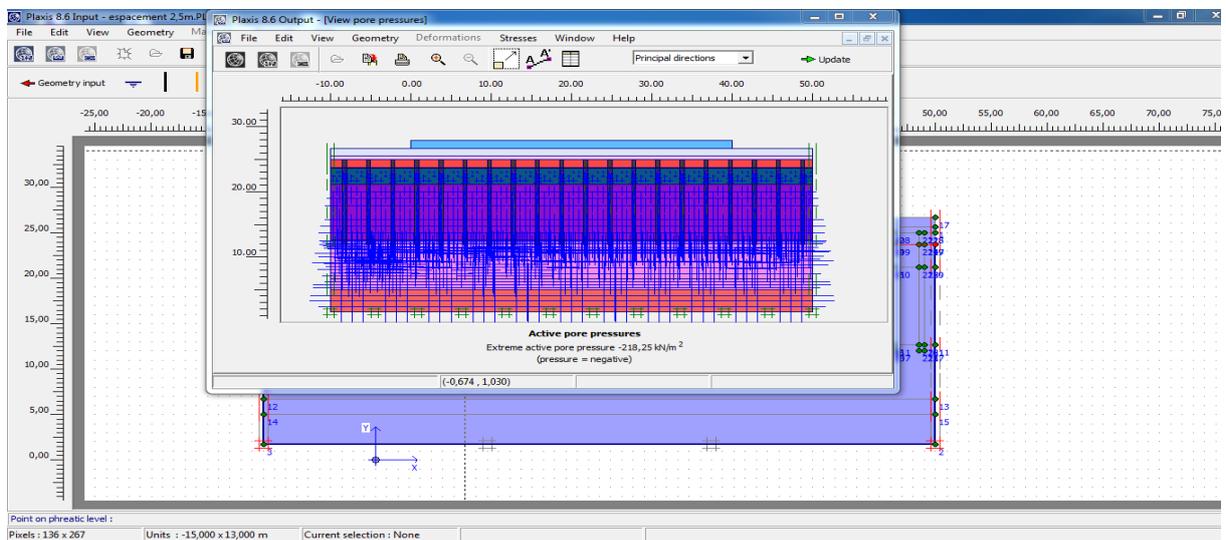
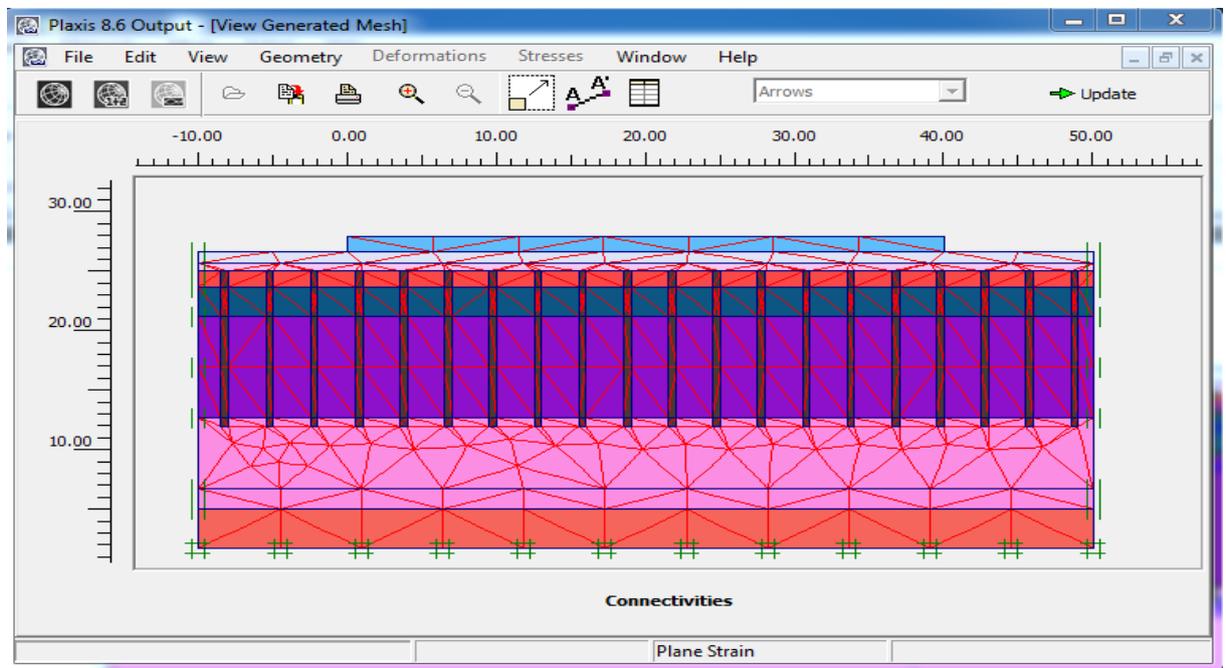
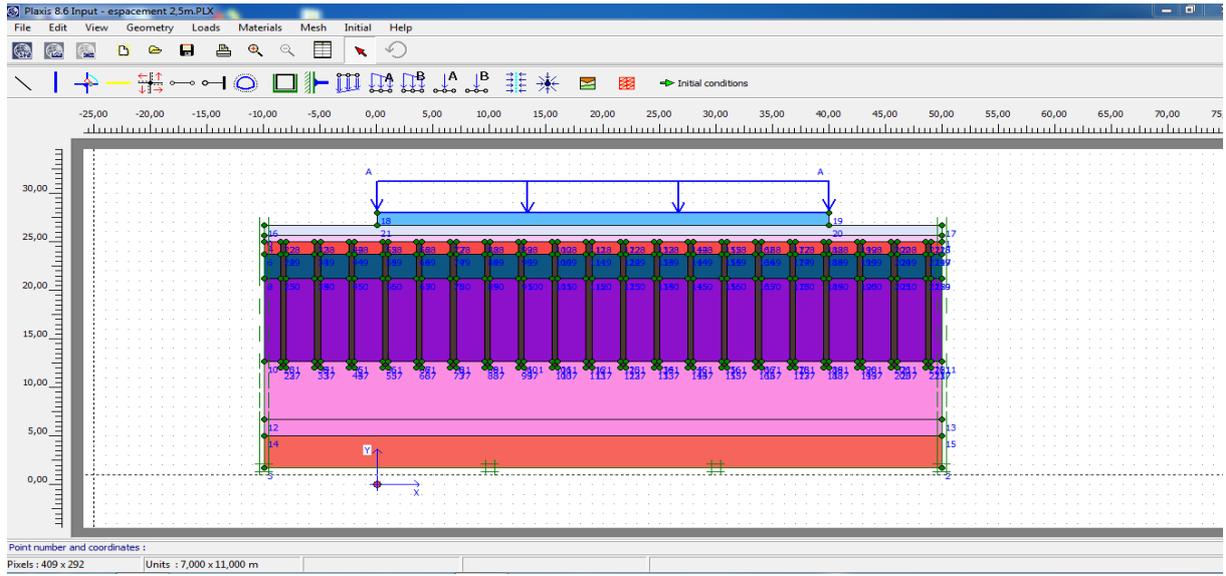


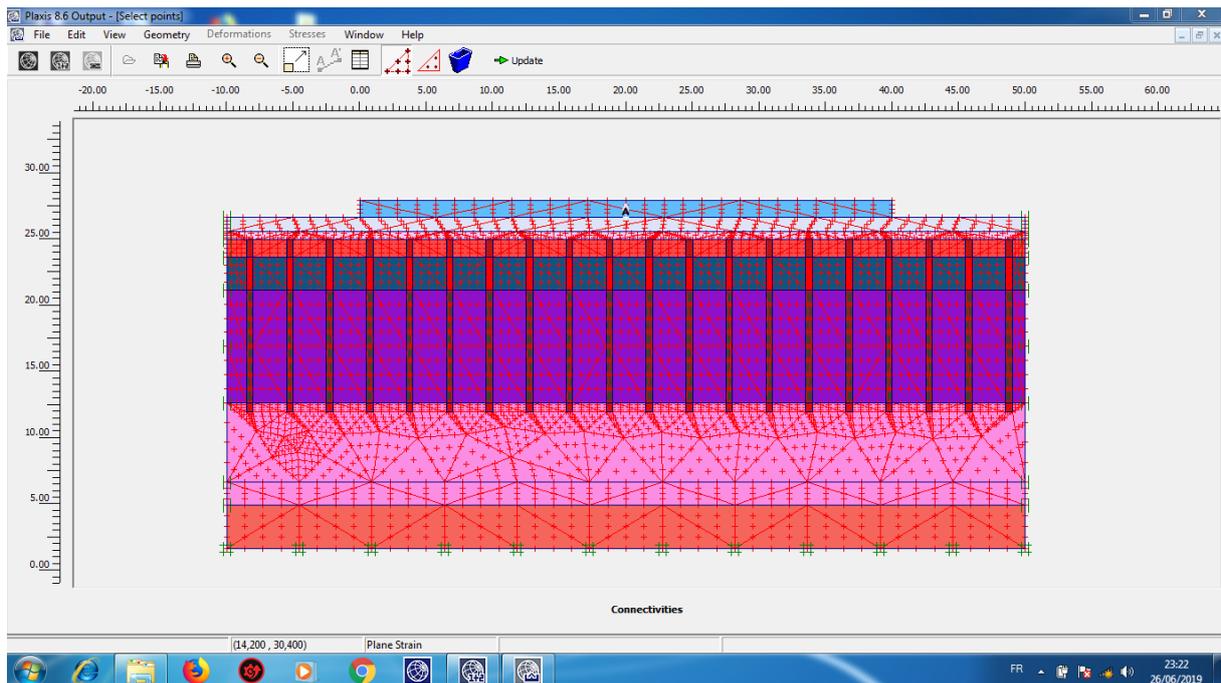
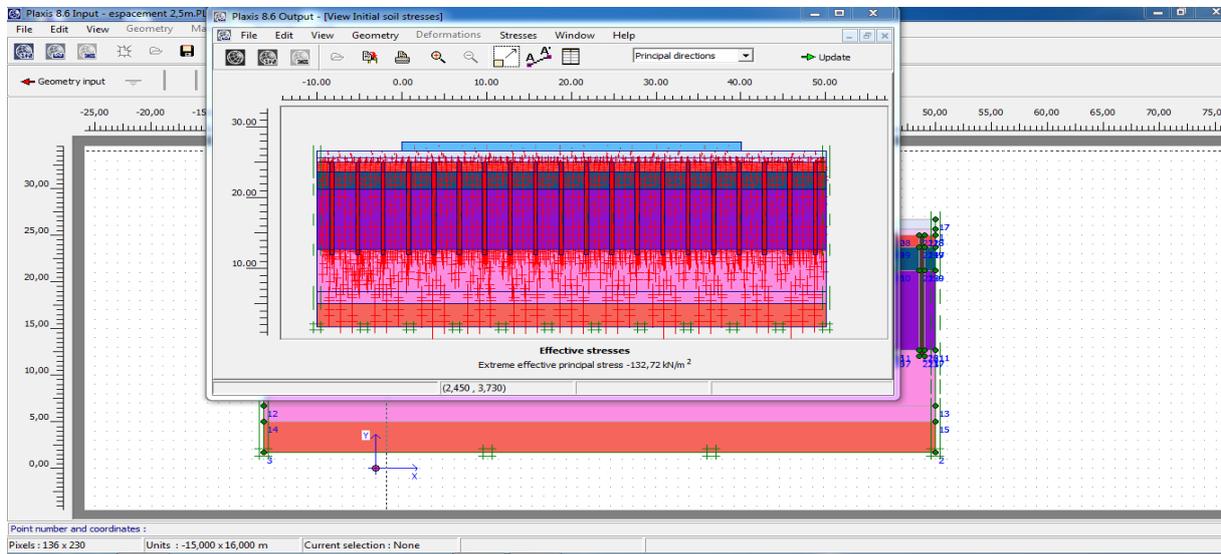
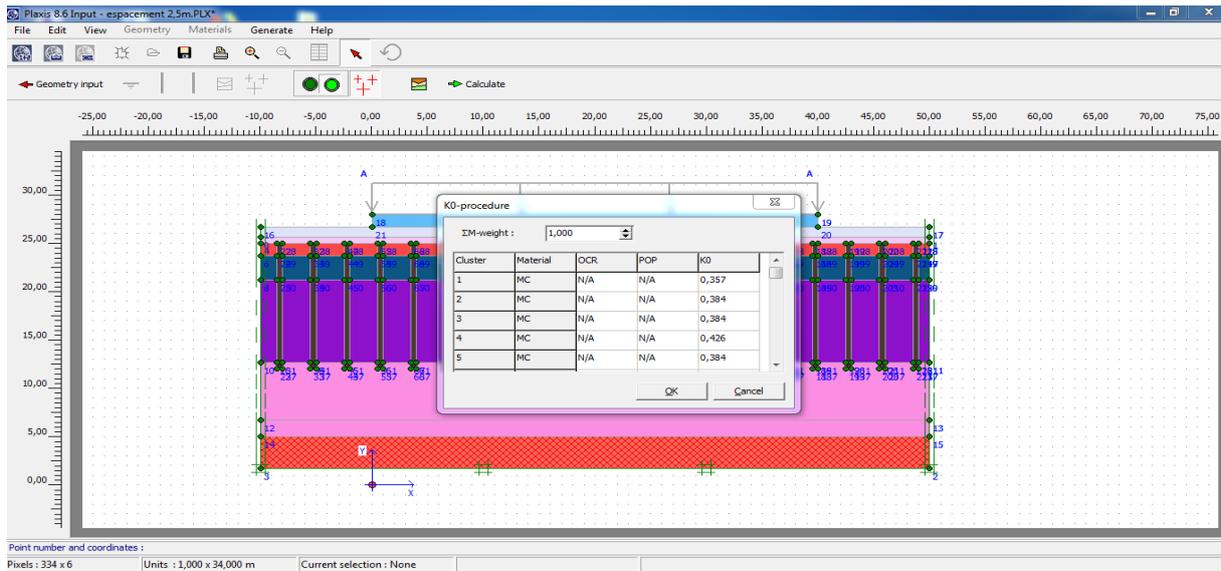


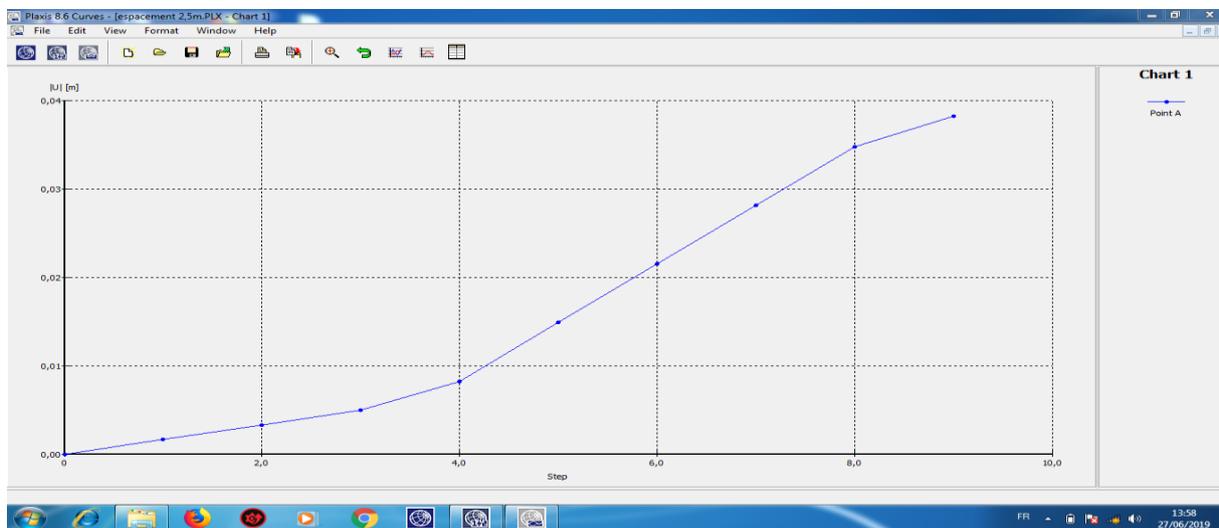
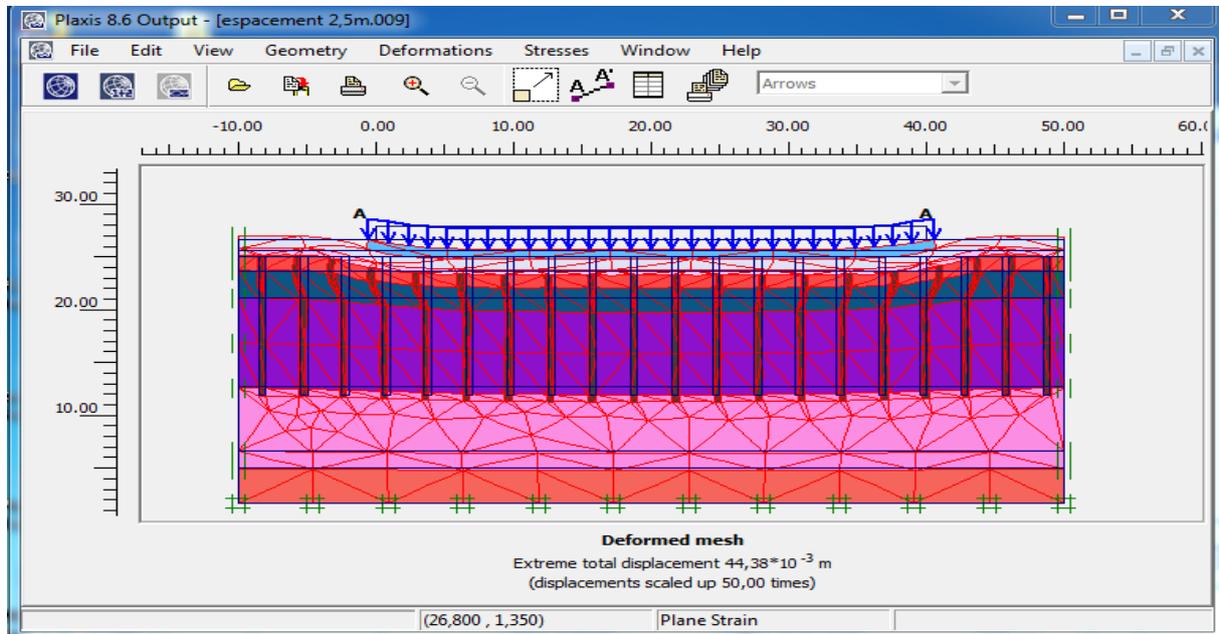
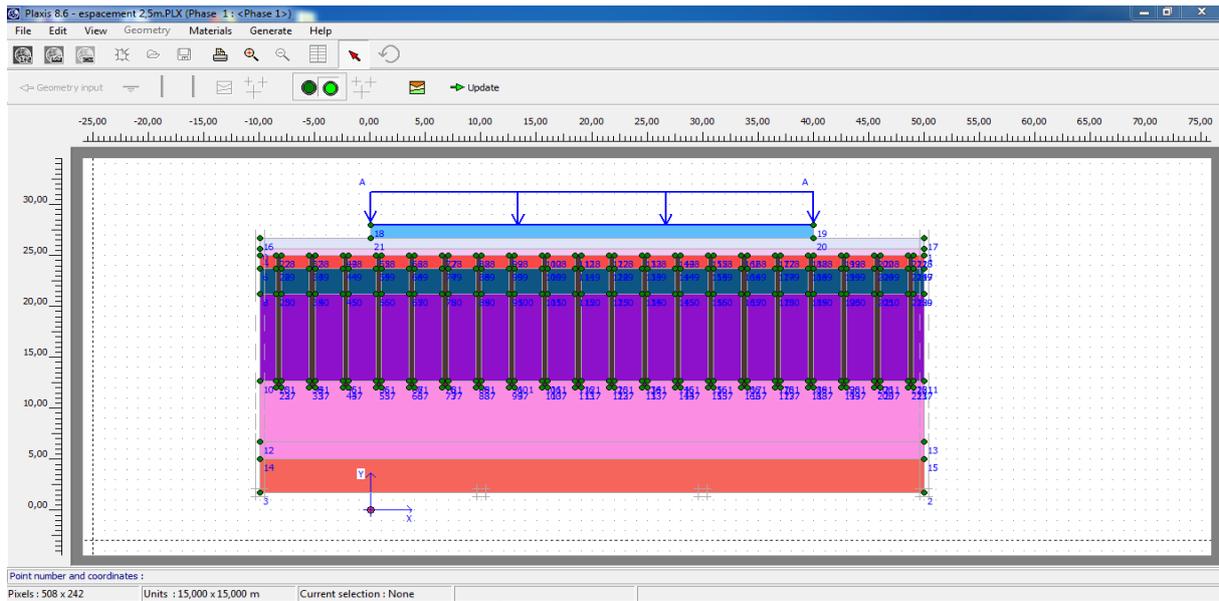


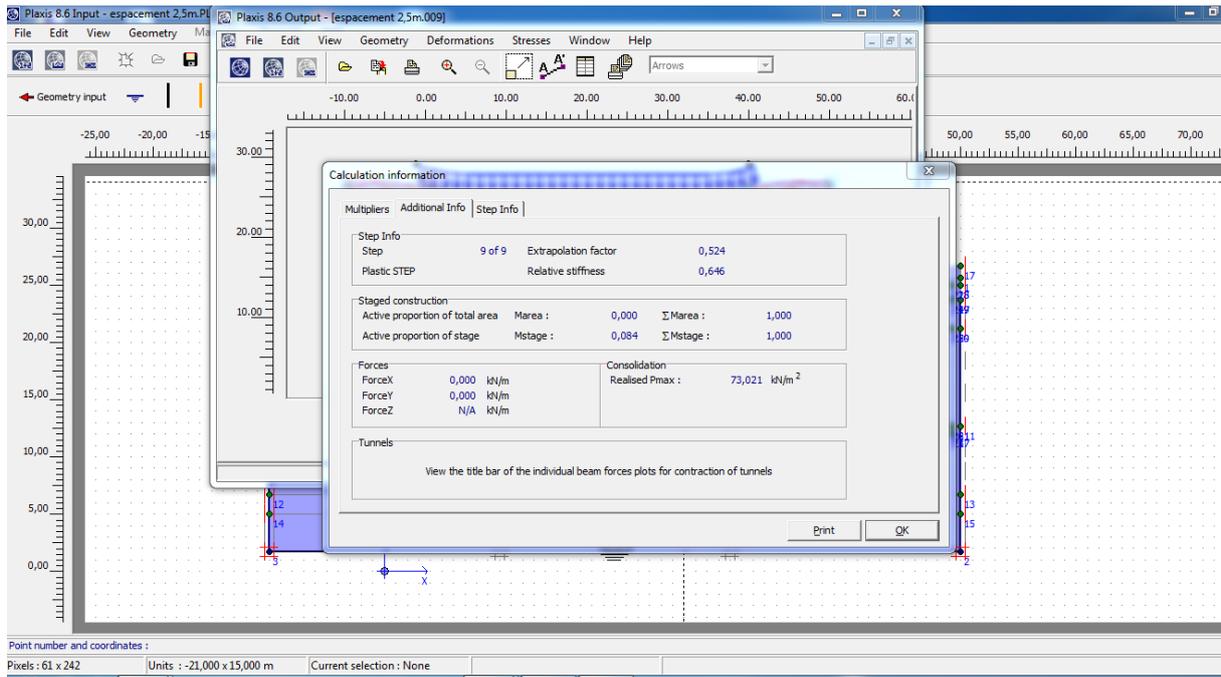


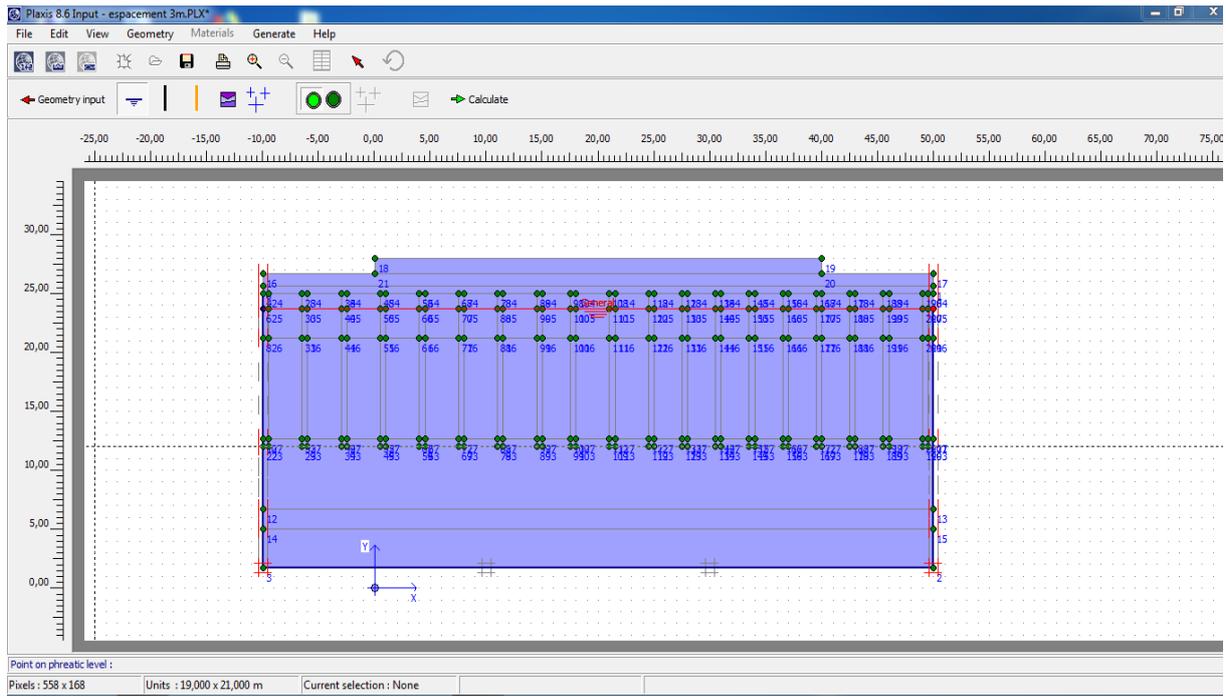
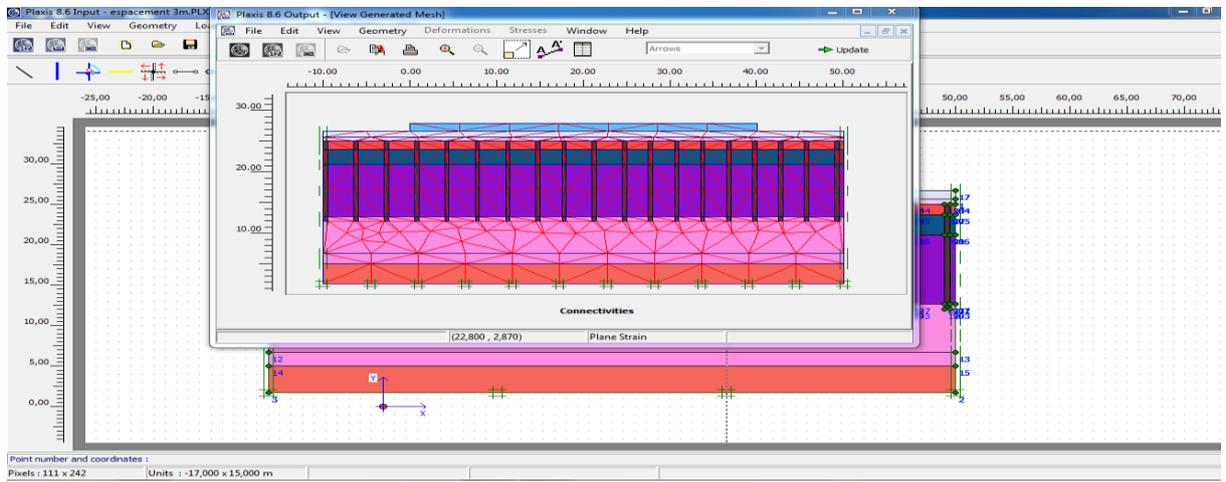
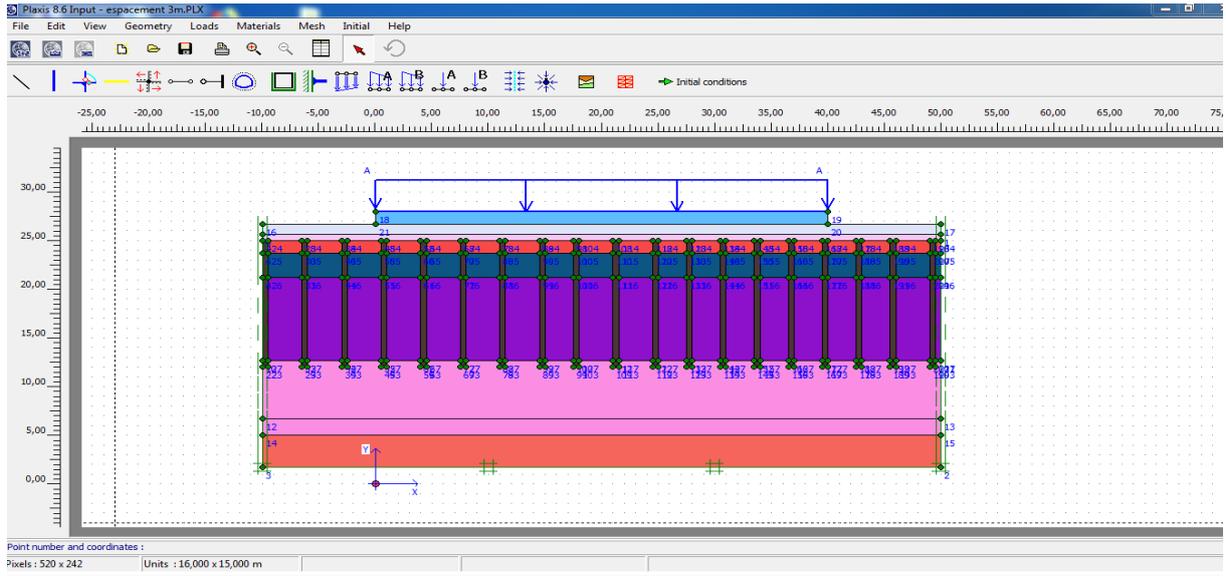


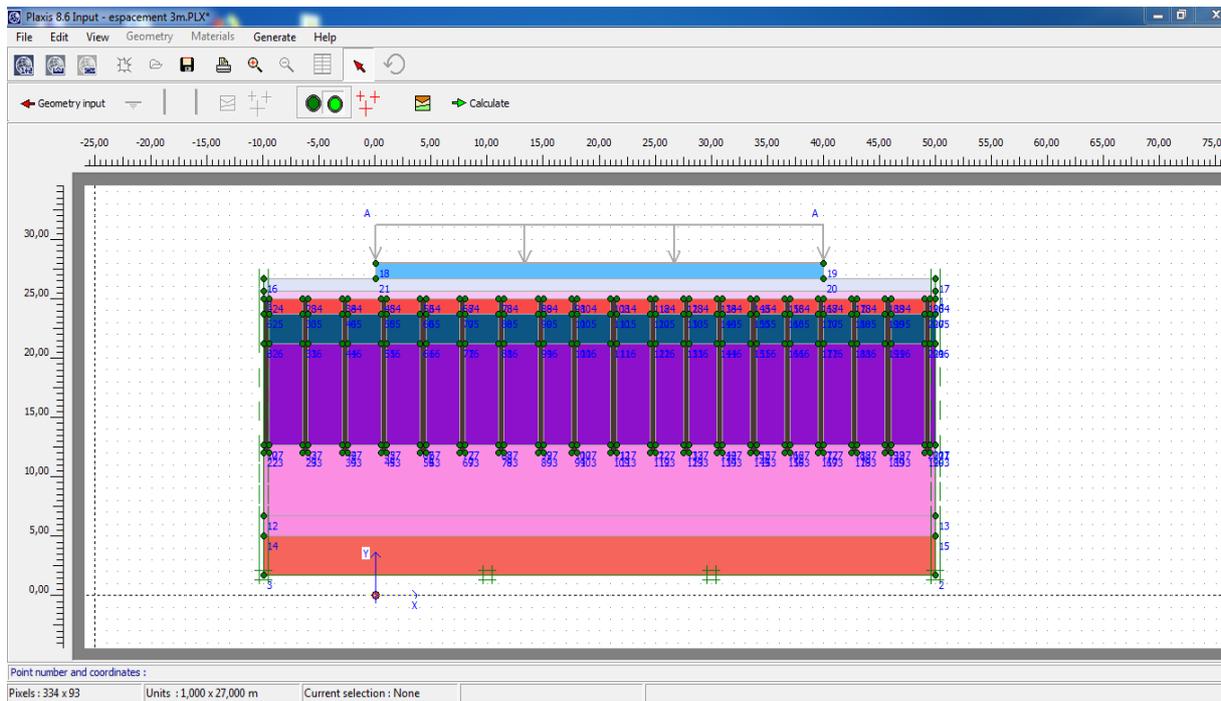
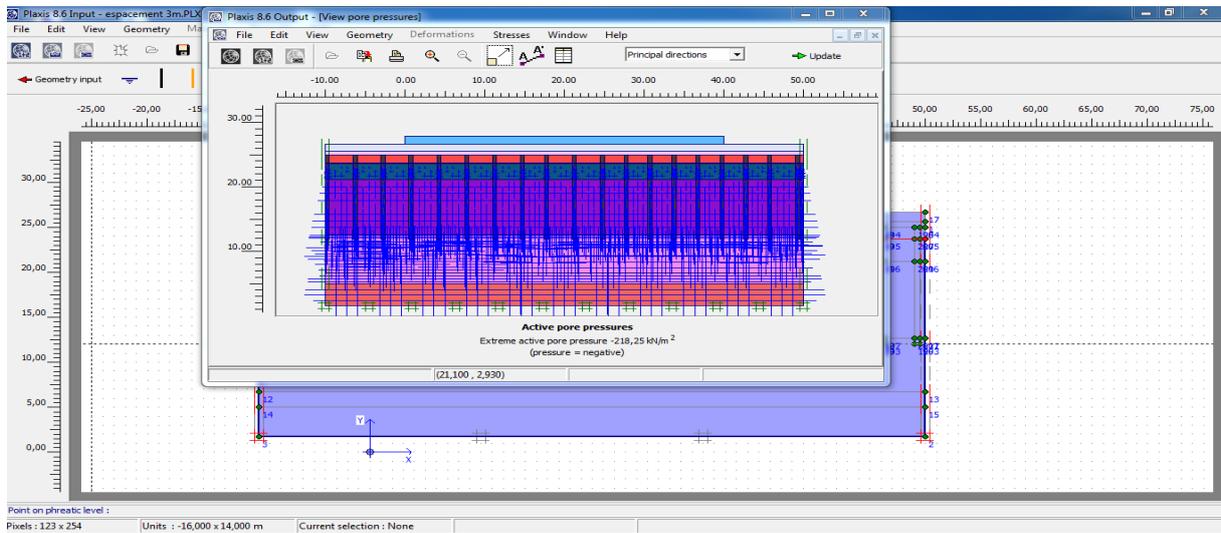
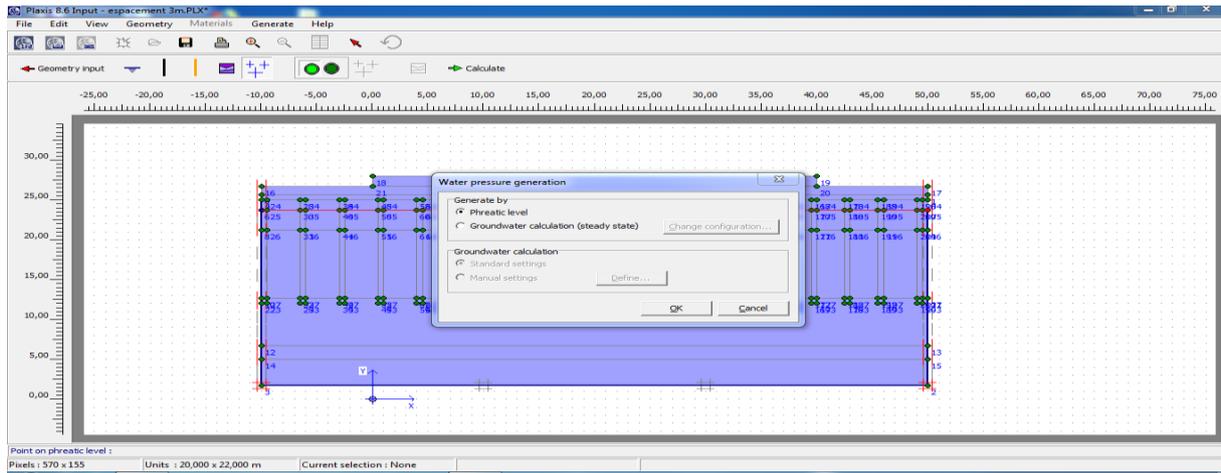


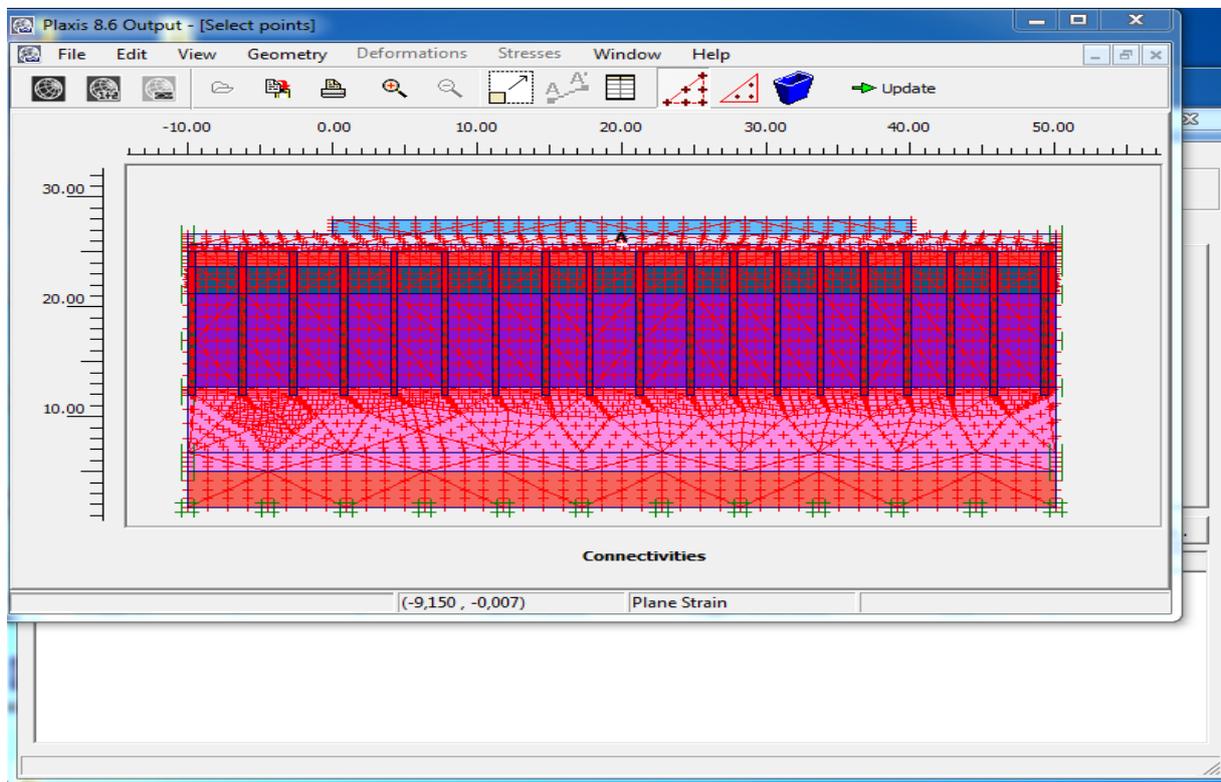
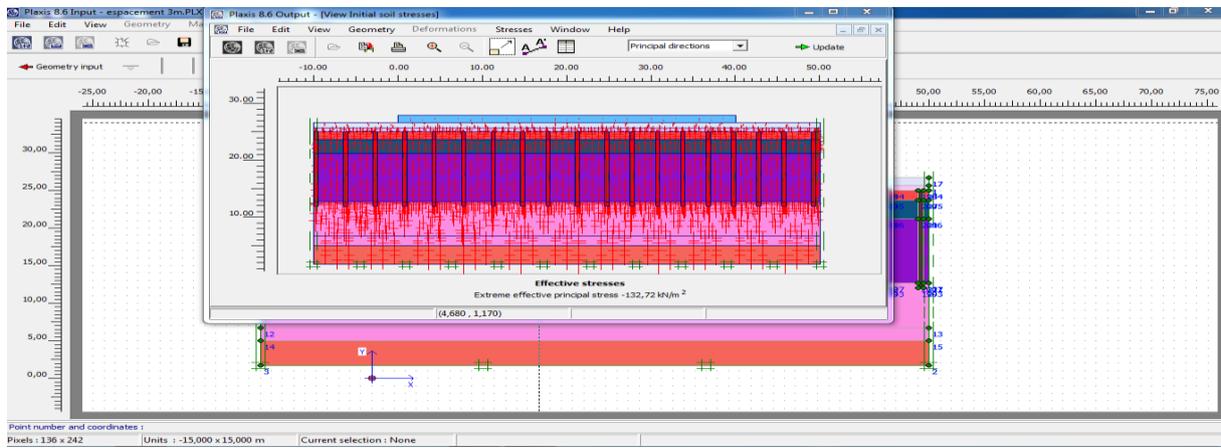
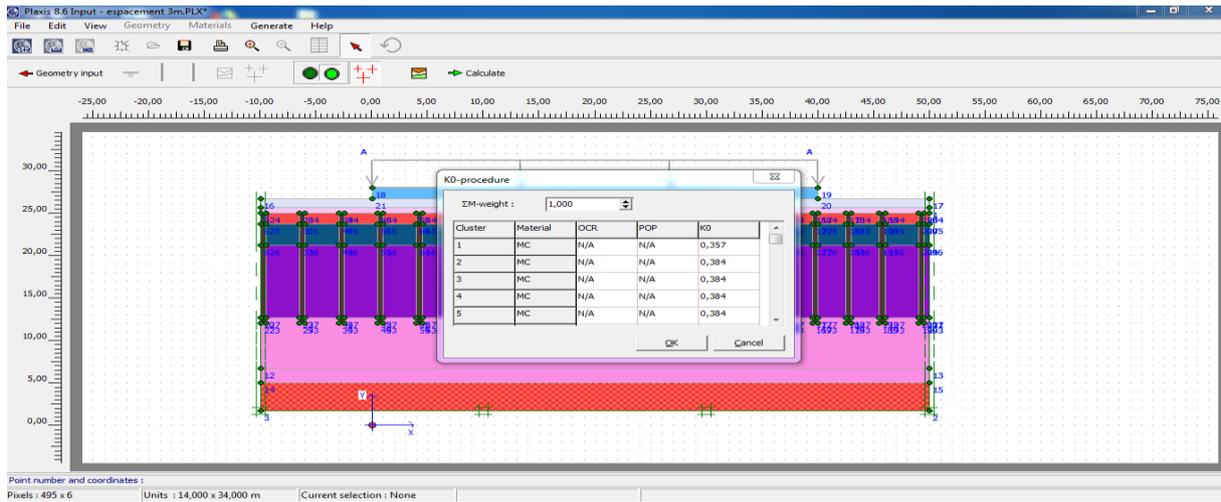


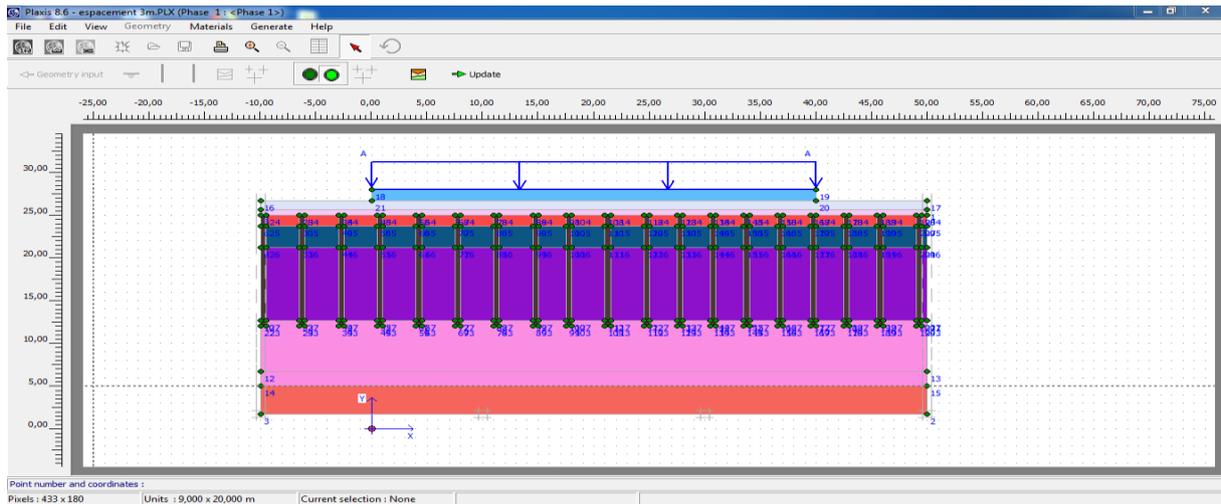












Plaxis 8.5 Calculations - espacement 3m.PLX

File Edit View Calculate Help

Calculate...

General Parameters Multipliers

Control parameters  
 Additional Steps:

Iterative procedure  
 Standard setting  
 Manual setting

Identification Phase

Initial phase	0
>> <Phase 1>	1

Plaxis 8.5 - Plastic Calculation - Plane Strain

Project: espacement 3m  
 Phase: <Phase 1>

Total multipliers at the end of previous loading step			
$\Sigma$ -Mdisp:	1,000	PMax:	85,933
$\Sigma$ -MloadA:	1,000	$\Sigma$ -Marea:	1,000
$\Sigma$ -MloadB:	1,000	Force-X:	0,000
$\Sigma$ -Mweight:	1,000	Force-Y:	0,000
$\Sigma$ -Maccel:	0,000	Stiffness:	0,904
$\Sigma$ -Msf:	1,000	Time:	0,000
$\Sigma$ -Mstage:	0,726	Dyn. time:	0,000

Iteration process of current step

Current step:	8	Max. step:	250	Element	681
Iteration:	9	Max. iterations:	60	Decomposition:	100 %
Global error:	0,009	Tolerance:	0,010	Calc. time:	3 s

Plastic points in current step

Plastic stress points:	3195	Inaccurate:	378	Tolerated:	323
Plastic interface points:	0	Inaccurate:	0	Tolerated:	3
Tension points:	7	Cap/Hard points:	0	Apex points:	0

Calculation progress  
 MStage

Cancel

Plaxis 8.5 Calculations - espacement 3m.PLX

File Edit View Calculate Help

Output...

General Parameters Multipliers Preview

Phase  
 Number / ID.: 1 <Phase 1>  
 Start from phase: 0 - Initial phase

Calculation type  
 Plastic analysis

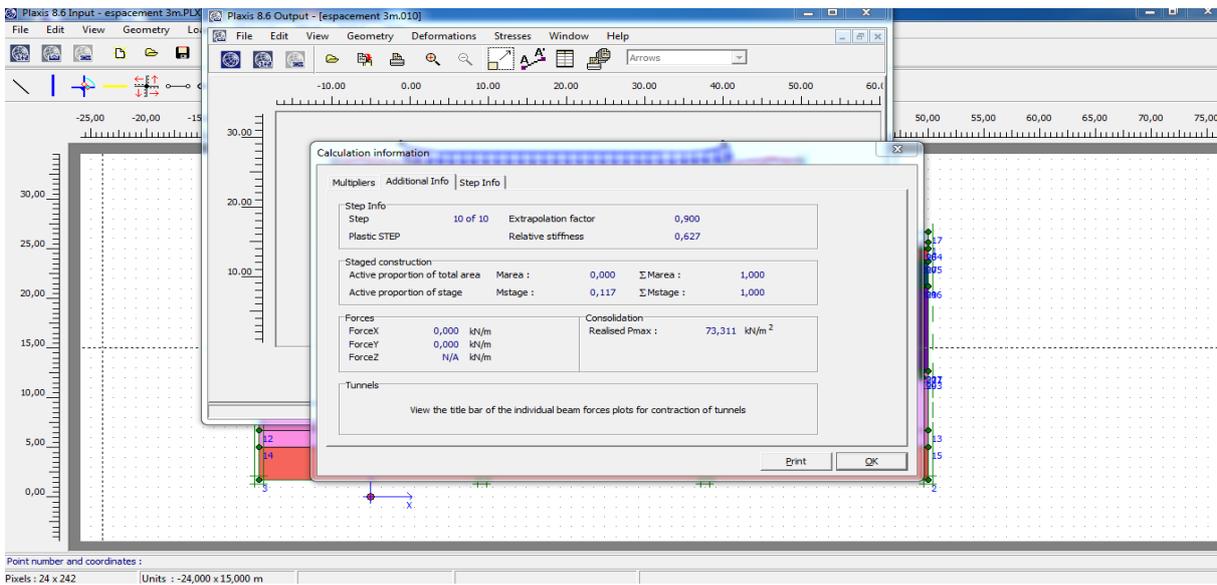
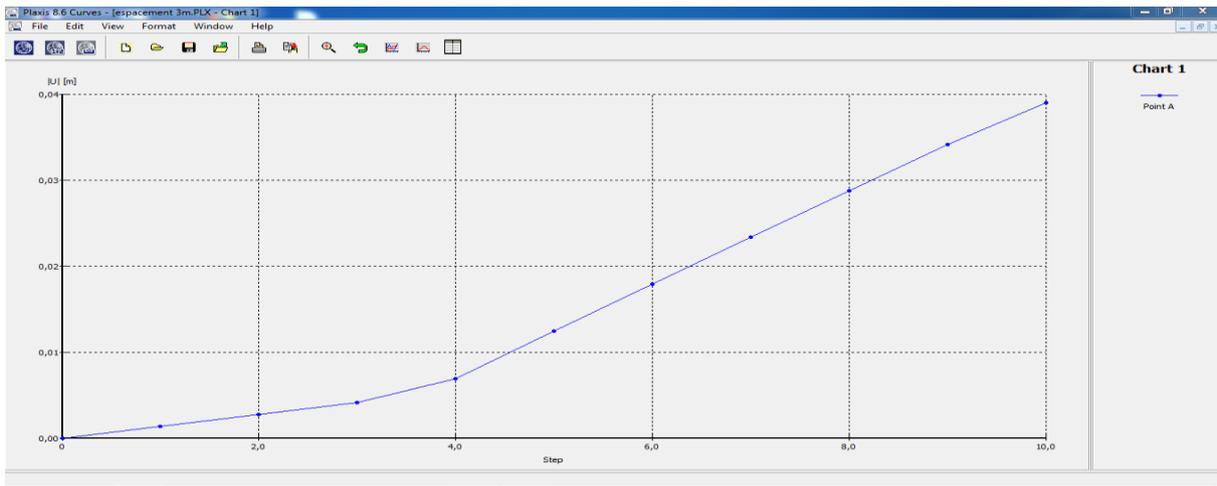
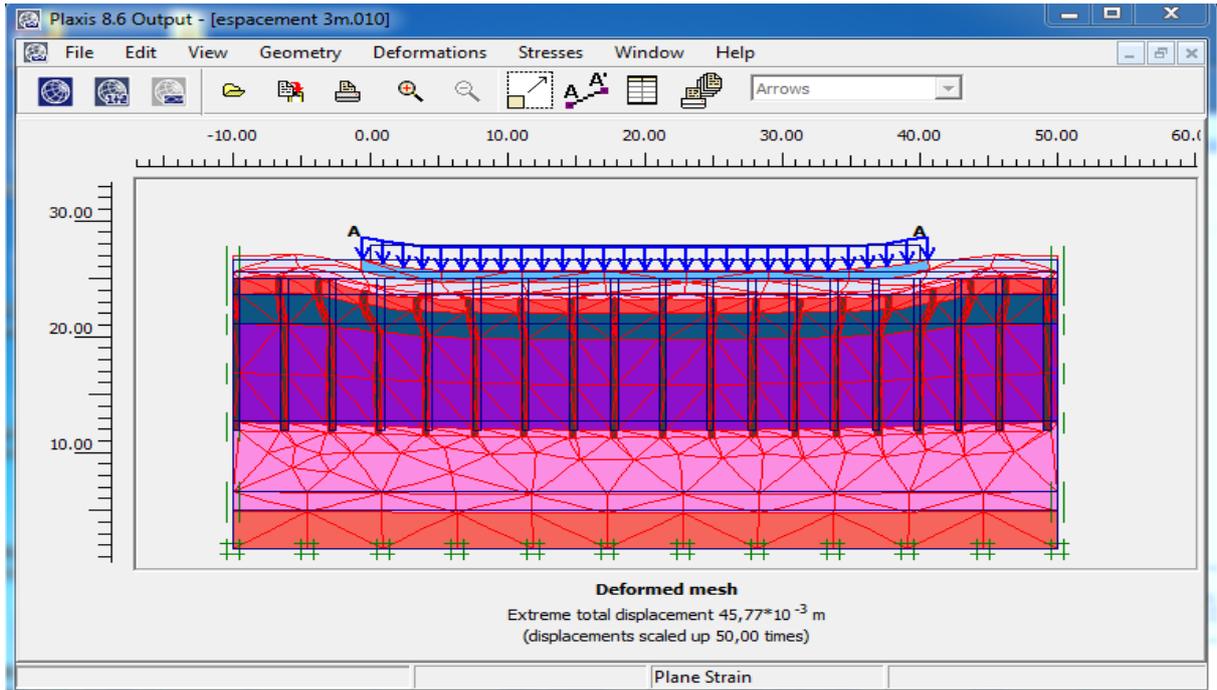
Log info  
 Prescribed ultimate state fully reached

Comments

Parameters

Next Insert Delete...

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	First
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 ...	0	0
>> <Phase 1>	1	0	Plastic analysis	Staged construction	0,00 ...	1	1



---

### CONCLUSION GENERALE

L'objectif de ce travail est d'évaluer l'effet de l'espacement entre colonnes ballastées sur le tassement du radier et la capacité portante du sol de la nouvelle gare maritime d'ANNABA.

Compte-tenu du thème choisi, on a exposé dans ce mémoire, des notions sur l'amélioration de sol par colonnes souples, le renforcement de sol par colonnes rigides et les colonnes ballastées.

Nous avons ainsi, à partir des résultats de la campagne géotechnique et les résultats d'analyse en laboratoire (tels que les caractéristiques physiques, la cohésion, l'angle de frottement interne, etc.), pu mener des modélisations pour la vérification de la capacité portante du sol et le tassement du radier, au moyen du logiciel plaxis 2D.

On a modélisé et étudié le tassement sous radier et le changement de capacité portante de sol en (06) cas de figures :

- 1/ Terrain naturel avec la surcharge du Bloc B (le plus défavorable) de la bâtisse de la nouvelle gare maritime de ANNABA.
- 2/ Un renforcement de sol par colonnes ballastées espacé de 2 m.
- 3/ Un renforcement de sol par colonnes ballastées espacé de 2.5 m.
- 4/ Un renforcement de sol par colonnes ballastées espacé de 3 m.
- 5/ Un renforcement de sol par colonnes ballastées espacé de 4 m.
- 6/ Un renforcement de sol par colonnes ballastées espacé de 5 m.

Après calcul, on a conclu que le sol présente une capacité portante faible de 59.52 KN/m<sup>2</sup> qui ne supporte pas la surcharge du « BLOC B » de la nouvelle gare maritime de ANNABA d'où la nécessité de trouver une solution pour améliorer sa capacité portante en utilisant des colonnes ballastées.

A cet effet, on a obtenu la solution de renforcé le sol sous « BLOC B » avec des colonnes ballastées espacé de 4m entre eux pour augmenter la capacité du sol traiter de l'ordre de 164.6 KN/m<sup>2</sup>. Concernant les tassements on a pu les réduire de 2.86m jusqu'au 48.9\*10<sup>-3</sup> m de 98.29 %.